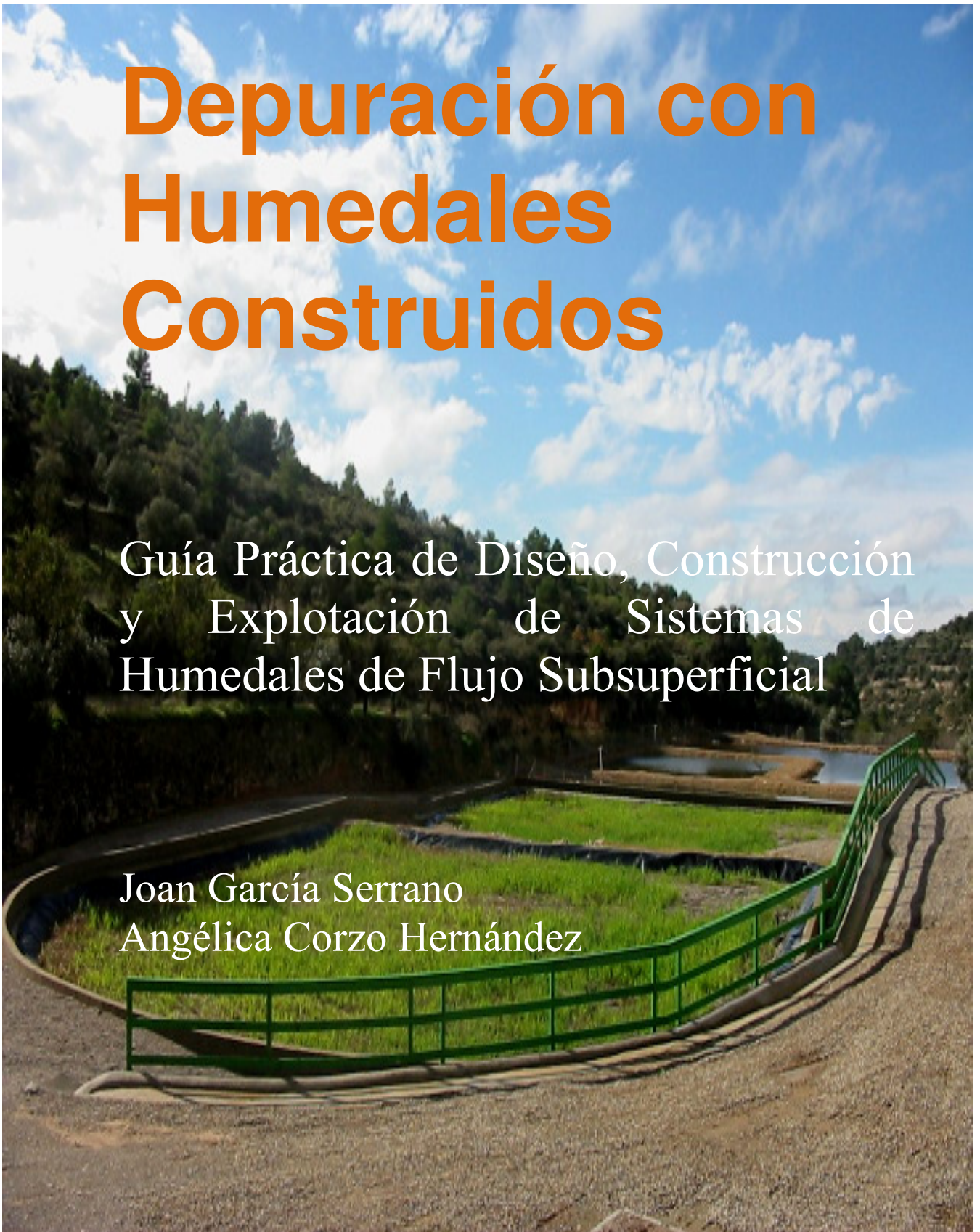


Depuración con Humedales Construidos

Guía Práctica de Diseño, Construcción
y Explotación de Sistemas de
Humedales de Flujo Subsuperficial

Joan García Serrano
Angélica Corzo Hernández



Prólogo

Desde hace unos treinta años los sistemas de humedales construidos se han utilizado en determinadas zonas (centro y norte de Europa) para tratar las aguas residuales de pequeños municipios. En la actualidad estos sistemas se están aplicando de forma creciente en todo el mundo, tanto en los países del Norte como del Sur, para tratar aguas residuales de todo tipo. En los países del Sur los humedales constituyen una alternativa francamente viable para abordar el problema del saneamiento.

Pero ¿cuál es el desencadenante del gran éxito de estas técnicas de tratamiento? Sin duda alguna el cambio de mentalidad progresivo de las sociedades humanas hacia el desarrollo sostenible. En muy pocos años hemos pasado de una gestión del agua desarrollista, a tener mucho más cuidado al analizar los balances de masa y de energía, no sea que estemos intentado resolver problemas generando otros. Los humedales son tecnologías de tratamiento simples de operar, con baja producción de lodos residuales y sin consumo energético. No requieren de la adición de reactivos químicos y de energía para airear el agua o recircularla. La infraestructura necesaria para su construcción es muy simple y asequible, su mantenimiento es relativamente fácil y económico. Este sistema de depuración de aguas se basa en el conocimiento profundo del funcionamiento de los sistemas naturales y por lo tanto es una tecnología muy adecuada para ser aplicada en proyectos de cooperación dado que no genera dependencia tecnológica. La tecnología que se explica en este libro está de acuerdo con los principios básicos del desarrollo sostenible. Además se ha desarrollado a partir de la intensa actividad investigadora que un elevado número de científicos y técnicos han llevado a cabo a lo largo y ancho de todo el mundo. Está pues basado en el capacidad intelectual humana.

Este documento pretende cubrir un vacío en lengua española en el campo de los humedales, y en particular en su aplicación para tratar aguas residuales urbanas. Se trata de un texto eminentemente técnico. La redacción de proyectos, la construcción y explotación de sistemas de humedales requieren de conocimientos que se exponen en este documento. El experto en procesos de tratamiento de aguas encontrará a faltar metodologías diversas y variantes sobre diseño de los sistemas tratados. No es casualidad, hemos seleccionado aquellos métodos que según nuestra experiencia dan más buenos resultados. Finalmente indicar que sólo se profundiza en los humedales de flujo subsuperficial.

Joan García

Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Universidad
Politécnica de Catalunya

Angélica Corzo Hernández

Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Universidad
Politécnica de Catalunya

Noviembre de 2008

Agradecimientos

Este documento es el resultado de un proceso de aprendizaje durante el cual nos hemos beneficiado de las aportaciones de numerosas instituciones y personas. El Ministerio de Educación y Ciencia, el *Consorci per la Defensa de la Conca del riu Besòs*, los Ayuntamientos de Les Franqueses del Vallès y de Granollers, y Aigües de Catalunya SA, han apoyado nuestras investigaciones sobre humedales construidos. Un buen número de estudiantes, técnicos y profesores de la Sección de Ingeniería Sanitaria y Ambiental del Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Universidad Politécnica de Catalunya con su colaboración e inquietudes han permitido enriquecer nuestras investigaciones. También nuestros colegas del Departamento de Química Ambiental del CSIC y del Laboratorio de Microbiología Sanitaria y Ambiental de la Universidad Politécnica de Catalunya, han contribuido a mejorar nuestros trabajos de investigación. Tenemos un especial recuerdo de todos aquellos alumnos de los estudios de Ingeniería de Caminos que hicieron la Tesina en la Sección, también de los doctorandos, sin su ilusión y dedicación no habiésemos podido obtener los resultados de investigación sobre los que se basa este documento.

Durante estos años de dedicación a la investigación sobre sistemas de depuración nos hemos beneficiado del contacto con un buen número de profesionales del sector del agua. Las siguientes personas nos revisaron los manuscritos: Martín Gullón, Paula Aguirre, Inmaculada Salcedo, Antonio Píriz, Esther Ojeda, Jaime Puigagut y Núria Vaello. A ellos un sincero agradecimiento y la consideración de que si en el texto hay cualquier error es responsabilidad exclusiva de los autores.

Angélica Corzo agradece a la *Agència de Gestió d'Ajuts Universitaris i de Recerca de la Generalitat de Catalunya* por la beca FI-IQUC para financiar sus estudios de doctorado en la Universidad Politécnica de Catalunya, y a la Universidad Industrial de Santander, quien apoyó la culminación de sus estudios de Ingeniería Civil en España.

Las fotos que aparecen en las Figuras 24 a 32 fueron realizadas y cedidas por Antonio Píriz.

INDICE

<u>CAPITULO 1. SISTEMAS NATURALES DE DEPURACIÓN</u>	<u>1</u>
1. TIPOS DE SISTEMAS NATURALES	1
2. HUMEDALES CONSTRUIDOS	2
<u>CAPÍTULO 2. TIPOS DE HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL</u>	<u>5</u>
1. HUMEDALES DE FLUJO HORIZONTAL	5
2. HUMEDALES DE FLUJO VERTICAL	8
<u>CAPÍTULO 3. MECANISMOS DE ELIMINACIÓN DE LOS CONTAMINANTES</u>	<u>11</u>
1. MATERIA EN SUSPENSIÓN	11
2. MATERIA ORGÁNICA	12
3. NITRÓGENO	15
4. FÓSFORO	17
5. PATÓGENOS	17
6. OTROS CONTAMINANTES	18
<u>CAPÍTULO 4. CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS</u>	<u>19</u>
1. CANTIDAD DE AGUAS RESIDUALES	19
2. CONSTITUYENTES DE LAS AGUAS RESIDUALES	23
3. CALIDAD DE LOS EFLUENTES	24
4. EJEMPLOS DE ANÁLISIS DE DATOS DE CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS RESIDUALES	26
<u>CAPÍTULO 5. TRATAMIENTOS PREVIOS</u>	<u>33</u>
1. PRETRATAMIENTO	33
2. TRATAMIENTO PRIMARIO	40
<u>CAPÍTULO 6. DISEÑO DE HUMEDALES DE FLUJO HORIZONTAL</u>	<u>59</u>
1. DIMENSIONAMIENTO	59
2. SELECCIÓN DE LA UBICACIÓN	64
3. CONFIGURACIÓN	65
4. SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN Y RECOGIDA	65
5. MEDIO GRANULAR	71
6. IMPERMEABILIZACIÓN	72
7. PLANTACIÓN	73

CAPÍTULO 7. DISEÑO DE HUMEDALES DE FLUJO VERTICAL	77
--	-----------

- | | |
|--|----|
| 1. DIMENSIONAMIENTO Y CONFIGURACIÓN | 78 |
| 2. SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN Y RECOGIDA | 79 |

CAPÍTULO 8. CONSTRUCCIÓN DE HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL	83
--	-----------

- | | |
|--|----|
| 1. DESBROCE, LIMPIEZA Y ESTABLECIMIENTO DE UNA PLATAFORMA DE TRABAJO | 83 |
| 2. EXCAVACIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS | 85 |
| 3. NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN DE LAS CELDAS | 87 |
| 4. SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN Y RECOGIDA | 88 |
| 5. IMPERMEABILIZACIÓN | 89 |
| 6. MATERIAL GRANULAR | 91 |
| 7. VEGETACIÓN | 93 |

CAPÍTULO 9. EXPLOTACIÓN Y MANTENIMIENTO	95
--	-----------

- | | |
|----------------------------|----|
| 1. PUESTA EN MARCHA | 95 |
| 2. MANTENIMIENTO RUTINARIO | 96 |

Capítulo 1. Sistemas Naturales de Depuración

1. Tipos de sistemas naturales

Los sistemas naturales son aquellos que logran la eliminación de las sustancias contaminantes de las aguas residuales a través de mecanismos y procesos naturales los cuales no requieren de energía externa ni de aditivos químicos. En estos sistemas un buen número de procesos de descontaminación son ejecutados por sinergia de diferentes comunidades de organismos.

Las dos diferencias fundamentales de los sistemas naturales respecto a los convencionales son un nulo consumo energético para descontaminar y una mayor superficie de tratamiento.

Los sistemas naturales de depuración también son conocidos en la literatura científica y técnica como tecnologías no convencionales, sistemas de bajo coste, tecnologías blandas y sistemas verdes, entre otros.

En las últimas décadas los sistemas naturales se han venido utilizando de forma creciente gracias a sus características de construcción y funcionamiento: su coste de inversión suele ser competitivo, requieren de poco personal para su mantenimiento, no presentan consumo energético o se reduce al necesario para bombeos de cabecera, y no generan grandes cantidades de lodos de forma continuada.

Los sistemas naturales pueden clasificarse en dos categorías según el tratamiento tenga lugar fundamentalmente en el terreno o en una masa de agua (Tabla 1).

En los tratamientos con aplicación del agua residual sobre el terreno el suelo es el receptor de ésta. En este tipo de tratamientos son fundamentales las interacciones entre el agua intersticial y la biopelícula que crece adherido sobre el sustrato sólido.

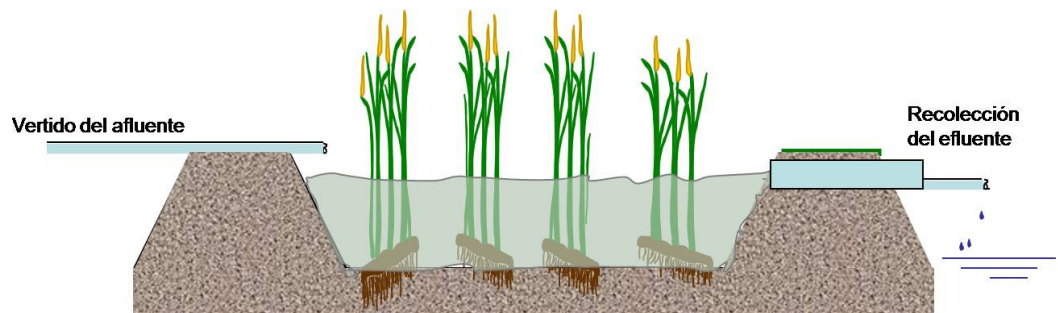
Tabla 1. Clasificación de los sistemas naturales de tratamiento de aguas residuales.

Sistemas Naturales de Tratamiento de Aguas Residuales				
Basados en la aplicación del agua en el terreno		Basados en los procesos que suceden en la masa de agua		
Aplicación subsuperficial	Aplicación superficial			
Zanjas y lechos filtrantes Humedales construidos flujo subsuperficial	Filtros verdes Infiltración-Percolación Filtros de arena	Sistemas con plantas flotantes	Lagunaje natural	Humedales construidos flujo superficial

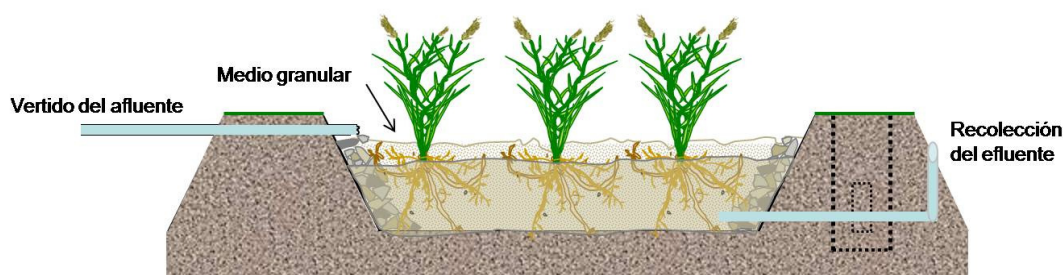
2. Humedales construidos

Los humedales construidos son sistemas de depuración constituidos por lagunas o canales poco profundos (de menos de 1 m) plantados con vegetales propios de las zonas húmedas y en los que los procesos de descontaminación tienen lugar mediante las interacciones entre el agua, el sustrato sólido, los microorganismos, la vegetación e incluso la fauna. Los humedales construidos también se denominan humedales artificiales.

Atendiendo el tipo de circulación del agua, los humedales construidos se clasifican en flujo superficial o en flujo subsuperficial (Figura 1).



A.



B.

Figura 1. Tipos de humedales construidos; A, con flujo superficial, y B, con flujo subsuperficial horizontal.

En los sistemas de flujo superficial el agua está expuesta directamente a la atmósfera y circula preferentemente a través de los tallos y hojas de las plantas. Estos tipos de humedales se pueden entender como una modificación del lagunaje natural con una profundidad de la lámina de agua entre 0,3 y 0,4 m, y con plantas. Se suelen aplicar para mejorar la calidad de efluentes que ya han sido previamente tratados en una depuradora.

En los humedales de flujo subsuperficial la circulación del agua es de tipo subterráneo a través de un medio granular y en contacto con las raíces y rizomas de las plantas. La profundidad de la lámina de agua suele ser de entre 0,3 y 0,9 m. La biopelícula que crece adherida al medio granular y a las raíces y rizomas de las plantas tiene un papel fundamental en los procesos de descontaminación del agua.

La terminología utilizada para designar a los sistemas de flujo subsuperficial es particularmente confusa. Frecuentemente se utilizan indistintamente términos como filtros de plantas, filtros verdes, biofiltros, lechos de plantas y lechos de juncos, entre otros. Puesto que estos términos también se utilizan para otros tipos de tratamientos, se recomienda al lector reconocer a estos sistemas como humedales construidos de flujo subsuperficial.

Las principales diferencias de los sistemas de flujo subsuperficial respecto a los superficiales son: mayor capacidad de tratamiento (admiten mayor carga orgánica), bajo riesgo de contacto del agua con las personas y de aparición de insectos, y menor utilidad para proyectos de restauración ambiental debido a la falta de lámina de agua accesible.

Capítulo 2. Tipos de humedales de flujo subsuperficial

Los humedales de flujo subsuperficial se clasifican según el sentido de circulación del agua en horizontales o verticales.

1. Humedales de flujo horizontal

En este tipo de sistemas el agua circula horizontalmente a través del medio granular y los rizomas y raíces de las plantas. La profundidad del agua es de entre 0,3 y 0,9 m. Se caracterizan por funcionar permanentemente inundados (el agua se encuentra entre 0,05 y 0,1 m por debajo de la superficie) y con cargas de alrededor de 6 g DBO/m²·día.

Los humedales horizontales están compuestos por los siguientes elementos: (1) estructuras de entrada del afluente, (2) impermeabilización del fondo y laterales ya sea con láminas sintéticas o arcilla compactada, (3) medio granular, (4) vegetación emergente típica de zonas húmedas, y (5) estructuras de salida regulables para controlar el nivel del agua (Figura 1).

Impermeabilización

Es necesario disponer de una barrera impermeable para confinar al sistema y prevenir la contaminación de las aguas subterráneas. Dependiendo de las condiciones locales puede ser suficiente una adecuada compactación del terreno. En otros casos será necesario realizar aportaciones de arcilla o utilizar láminas sintéticas.

Estructuras de entrada y salida

Los humedales son sistemas que requieren una buena repartición y recogida de las aguas para alcanzar los rendimientos estimados, es por ello que las estructuras de entrada y salida deben estar muy bien diseñadas y construidas.

El agua residual procedente de los tratamientos previos se hace llegar hasta una arqueta donde el caudal se divide equitativamente y mediante diversas tuberías se vierte al lecho. Alternativamente se puede hacer llegar el agua hasta un canal con vertedero que la distribuye de forma homogénea en todo el ancho del sistema.

La recogida del agua efluente se realiza con una tubería perforada asentada sobre el fondo del humedal. Esta tubería conecta con

otra en forma de “L” invertida y cuya altura es regulable. Dicha estructura permite modificar el nivel de agua y a su vez drenar el humedal durante operaciones de mantenimiento.

Medio granular

En las zonas de entrada y salida se colocan piedras que permiten diferenciar estas zonas de lo que es el medio granular principal. El conjunto medio granular/biopelícula/plantas debe ser considerado como el principal constituyente de los humedales.

En el medio granular ocurren múltiples procesos como la retención y sedimentación de la materia en suspensión, la degradación de la materia orgánica, la transformación y asimilación de los nutrientes, y la inactivación de los microorganismos patógenos.

El medio granular debe ser limpio (exento de finos), homogéneo, duro, durable y capaz de mantener su forma a largo plazo. Además, debe permitir un buen desarrollo de las plantas y de la biopelícula. Diámetros medios de alrededor de 5-8 mm ofrecen muy buenos resultados.

Una característica muy importante del medio granular es su conductividad hidráulica, ya que de esta propiedad depende la cantidad de flujo de agua que puede circular a través de él. Durante el diseño debe tenerse en cuenta que la conductividad hidráulica disminuirá con el paso del tiempo.

Vegetación

Las especies utilizadas son macrófitos emergentes típicos de las zonas húmedas como el carrizo (*Phragmites*), la espadaña (*Typha*) o los juncos (*Scirpus*). En Europa la planta más utilizada es el carrizo, con densidades de plantación de 3 ejemplares por metro cuadrado (Figura 2).

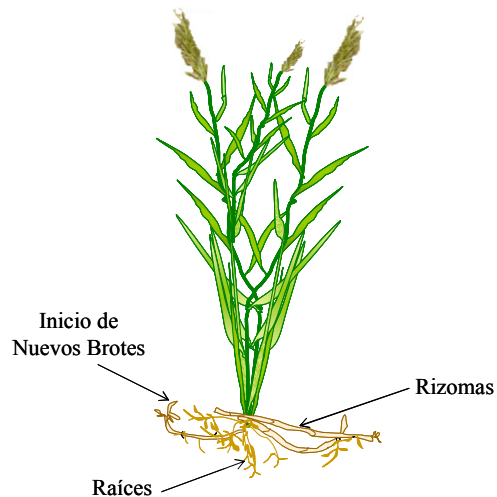


Figura 2. Dibujo esquemático del carrizo (*Phragmites australis*).

Todas estas plantas presentan adaptaciones especiales para vivir en ambientes permanentemente anegados. Sus tejidos internos disponen de espacios vacíos que permiten el flujo de gases desde las partes aéreas hasta las subterráneas. Sus rizomas tienen una gran capacidad colonizadora.

Los efectos de la vegetación sobre el funcionamiento de los humedales son:

- Las raíces y rizomas proporcionan una superficie adecuada para el crecimiento de la biopelícula.

La biopelícula crece adherida a las partes subterráneas de las plantas y sobre el medio granular. Alrededor de las raíces se crean microambientes aeróbicos donde tienen lugar procesos microbianos que usan el oxígeno, como la degradación aeróbica de la materia orgánica y la nitrificación.

- Amortiguamiento de las variaciones ambientales.

Cuando las plantas están desarrolladas reducen la intensidad de la luz incidente sobre el medio granular evitándose así grandes gradientes de temperatura en profundidad que pueden afectar el proceso de depuración. En climas fríos la vegetación protege de la congelación.

- Las plantas asimilan nutrientes.

Su contribución a la eliminación de nutrientes es modesta cuando se tratan aguas residuales urbanas de tipo medio (eliminan entre un 10% del N y un 20% del P). En aguas residuales diluidas su contribución es mayor (más del 50%).

La selección de la vegetación que se va a usar en un sistema de humedales debe tener en cuenta las características de la región donde se realizará el proyecto, así como las siguientes recomendaciones:

1. Las especies deben ser colonizadoras activas, con eficaz extensión del sistema de rizomas.
2. Deben ser especies que alcancen una biomasa considerable por unidad de superficie para conseguir la máxima asimilación de nutrientes.
3. La biomasa subterránea debe poseer una gran superficie específica para potenciar el crecimiento de la biopelícula.
4. Deben disponer de un sistema eficaz de transporte de oxígeno hacia las partes subterráneas para promover la degradación aeróbica y la nitrificación.
5. Se debe tratar de especies que puedan crecer fácilmente en las condiciones ambientales del sistema proyectado.
6. Debe tratarse de especies con una elevada productividad.
7. Las especies deben tolerar los contaminantes presentes en las aguas residuales.
8. Se deben utilizar especies propias de la flora local.

2. Humedales de flujo vertical

Esta tipología de humedales fue desarrollada en Europa como alternativa a los humedales horizontales para producir efluentes nitrificados¹. En general los sistemas verticales se combinan con horizontales para que se sucedan de forma progresiva los procesos de nitrificación y desnitrificación y se consiga así eliminar nitrógeno.

La circulación del agua es de tipo vertical y tiene lugar a pulsos, de manera que el medio granular no está permanentemente inundado. La profundidad del medio granular es de entre 0,5 y 0,8 m. Operan con cargas de alrededor de 20 g DBO/m²-día.

Los sistemas verticales tienen una mayor capacidad de tratamiento que los horizontales (requieren de menor superficie para tratar una determinada carga orgánica). Por otra parte, son más susceptibles a la colmatación.

¹ Cooper P. (2005). The performance of vertical flow constructed wetland systems with special reference to the significance of oxygen transfer and hydraulic loading rates. Wat. Sci. Tech. 51 (9), 91-97.

De forma similar a los humedales horizontales, los verticales están constituidos por los siguientes elementos: (1) estructuras de entrada del afluente, (2) impermeabilización, (3) medio granular, (4) vegetación y (5) estructuras de salida. Adicionalmente suelen incluir tuberías de aireación. Los aspectos relacionados con la impermeabilización y la vegetación son idénticos a los descritos para los sistemas horizontales en el apartado anterior (Figura 3).

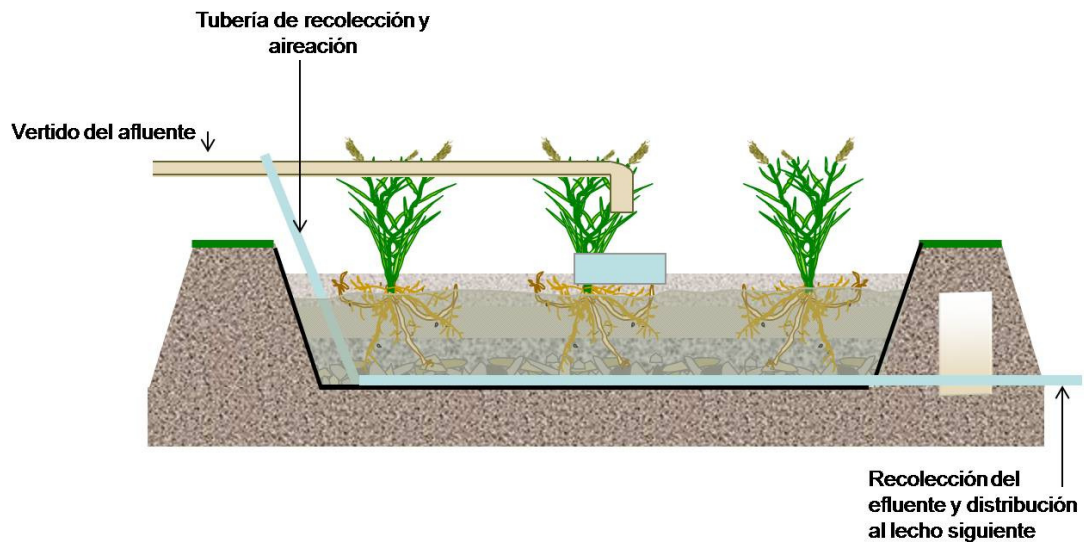


Figura 3. Humedal construido de flujo subsuperficial vertical

Estructuras de entrada y salida

Es muy importante lograr una distribución y recogida del agua uniforme en toda el área del sistema. Para la distribución se utilizan redes de tuberías dispuestas sobre la superficie, ya sea en forma radial o a lo largo del lecho. Debido al flujo discontinuo, en climas fríos se suelen colocar enterradas en el lecho entre 0,05 y 0,1 m por debajo de la superficie con el fin de evitar la congelación.

La recogida del agua se realiza mediante redes de tuberías perforadas situadas sobre el fondo del lecho y a lo largo del mismo.

Medio granular

Igual que en los sistemas horizontales, el medio granular debe ser limpio, duro, durable y capaz de mantener su forma a largo plazo.

En los humedales verticales el medio granular es de tipo heterogéneo ya que se disponen tres capas horizontales con

distinta granulometría, la cual aumenta con la profundidad del lecho. La capa más superficial es de arena gruesa, la intermedia de grava y la del fondo de grava gruesa. Esta disposición se adopta para que el paso del agua por el lecho no sea excesivamente rápido o lento.

Tuberías de Aireación

Estos elementos sirven para airear el lecho en profundidad y mejorar y favorecer así los procesos de degradación aeróbica y la nitrificación. En general, se recomienda la instalación de 1 tubería por cada 4 m².²

² Kadlec, R.H., Knight, R.L., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P. y Haberl, R. (2000). *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, IWA Publishing, 155 pp.

Capítulo 3. Mecanismos de eliminación de los contaminantes

Las plantas depuradoras de aguas residuales urbanas se han diseñado corrientemente para eliminar materia en suspensión y materia orgánica. En los últimos años la eliminación de nutrientes (nitrógeno y fósforo) también se ha ido introduciendo como objetivo a alcanzar. De hecho, en la actualidad los procesos de eliminación de nutrientes se podrían considerar ya como convencionales. La eliminación de microorganismos fecales parece que en un futuro cercano también será un objetivo generalizado, especialmente en zonas como la Mediterránea donde la reutilización del agua va a tener un papel relevante dentro de la gestión integral de los recursos hídricos. A continuación se describen los mecanismos de eliminación de estos contaminantes en los humedales de flujo subsuperficial. Estos mecanismos son complejos y sólo se presenta un breve resumen. Descripciones más detalladas se pueden encontrar en los textos de Kadlec y Knight (1996)³, y Crites y Tchobanoglous⁴, Kadlec *et al.* (2000)⁵ y US EPA (2000)⁶

1. Materia en Suspensión

La materia en suspensión queda retenida en los humedales mediante la combinación de diferentes fenómenos de tipo físico que en su conjunto se denominan como filtración del medio granular. Entre estos fenómenos cabe destacar la sedimentación debida a la baja velocidad de circulación del agua y el tamizado que sucede a nivel de los espacios intersticiales del medio granular. Estos fenómenos se ven potenciados por las fuerzas de adhesión que ocurren entre los sólidos y que tienden a promover la formación de partículas de mayor tamaño. En la actualidad se desconoce cuál es la importancia relativa de cada uno de estos fenómenos.

En los humedales horizontales la mayor parte de la eliminación de la materia en suspensión sucede cerca de la zona de entrada y su concentración va disminuyendo de forma aproximadamente exponencial a lo largo del lecho. En general, casi toda la

³ Kadlec, R.H. y Knight, R.L. (1996). *Treatment Wetlands*. CRC Press, Boca Ratón, 893 pp.

⁴ Crites, R. y Tchobanoglous, G. (1998). *Small and Decentralized Wastewater Management Systems*. McGrawHill, New York, 1084 pp.

⁵ Kadlec, R.H., Knight, R.L., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P. y Haberl, R. (2000). *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, IWA Publishing, 155 pp.

⁶ US EPA. (2000). *Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*, EPA 625-R-99-010, 165 pp.

eliminación de la materia en suspensión sucede en 1/4 - 1/3 de la longitud total del sistema (Figura 4).

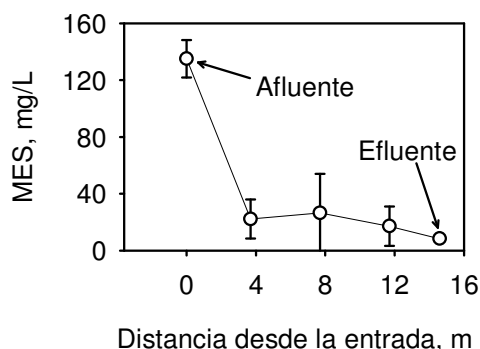


Figura 4. Evolución de la concentración de materia en suspensión (MES) a lo largo de un humedal de flujo horizontal⁷.

En los sistemas verticales la retención de la materia en suspensión ocurre en los primeros centímetros del medio granular. Su concentración disminuye de forma similar a como ocurre en los horizontales pero en sentido vertical.

El rendimiento de eliminación de la materia en suspensión tanto en sistemas horizontales como en verticales suele ser muy elevado. Normalmente es de más del 90% produciendo efluentes con concentraciones menores de 20 mg/L de forma sistemática.

Un contenido excesivo de materia en suspensión en el agua residual de tipo inorgánico u orgánico recalcitrante (>50 mg/L) (por ejemplo, si no se dispone de un pretratamiento para eliminar la arena) puede provocar una pronta colmatación de los humedales. Estos aspectos se deben considerar durante el diseño.

2. Materia Orgánica

La eliminación de la materia orgánica en los humedales es compleja ya que es el resultado de la interacción de numerosos procesos físicos, químicos y bióticos que suceden de forma simultánea.

La materia orgánica particulada es retenida por filtración cerca de la entrada en sistemas horizontales y cerca de la superficie en verticales (tal y como se ha descrito para la materia en suspensión, ya que gran parte de esta materia orgánica es básicamente la materia en suspensión). Esta fracción particulada,

⁷ Píriz, A.J. (2000). *Condiciones de Óxido-Reducción en Humedales Construidos de Flujo Subsuperficial*. Tesina de Especialidad, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 104 pp.

por fragmentación abiótica, se convierte en partículas más pequeñas que pueden ser hidrolizadas por enzimas extracelulares. Las enzimas son excretados por bacterias heterótrofas aeróbicas y fermentativas facultativas. El resultado de la hidrólisis es la formación de sustratos sencillos (por ejemplo glucosa o aminoácidos) que pueden ser asimilados por las bacterias heterótrofas aeróbicas o fermentativas facultativas. Los ácidos a su vez pueden ser asimilados por bacterias sulfatoredutoras, metanogénicas y también, por supuesto, por las heterótrofas aeróbicas. Los sustratos sencillos presentes en el agua residual son asimilados directamente sin necesidad de hidrólisis previa. En la Figura 5 se muestra una representación esquemática de los procesos implicados en la degradación de la materia orgánica en los humedales.

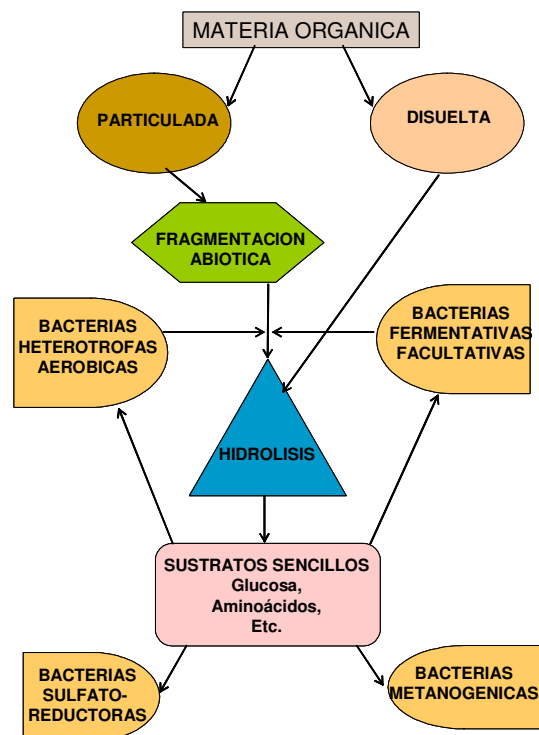


Figura 5. Esquema simplificado de los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica en los humedales.

Por otra parte, se debe tener en cuenta que muchas sustancias disueltas se retienen por adsorción, bien en la propia materia orgánica o en el medio granular. Estas sustancias pueden simplemente quedar allí, o bien desplazarse y ser readsorbidas, o ser degradadas por microorganismos.

La degradación de la materia orgánica por vía aeróbica en los humedales de flujo horizontal sucede cerca de la superficie del

agua (en los primeros 0,05 m de profundidad) y en las zonas cercanas a las raíces. El oxígeno liberado por las raíces no es suficiente para degradar completamente de forma aeróbica la materia orgánica de un agua residual de tipo medio⁸. Estimaciones realizadas a través de balances de masa y emisiones de gases indican que la degradación aeróbica es una vía poco importante con respecto a vías anaeróbicas en sistemas horizontales⁹. En humedales verticales no se dispone de datos sobre la importancia relativa de la respiración aeróbica. No obstante, el hecho de que en diferentes sistemas se haya encontrado concentraciones apreciables de oxígeno en toda la profundidad del lecho, sugiere que la degradación aeróbica es una vía bastante importante, si no es la que más.

Las bacterias heterótrofas aeróbicas en ausencia de oxígeno pueden degradar la materia orgánica por vía anóxica utilizando el nitrato como aceptor de electrones (desnitrificación). Está bastante claro que la vía anóxica opera en flujo horizontal ya que en muchos estudios se ha observado eliminación de amoníaco y en cambio ausencia de nitrato, lo que sugiere que el nitrato formado se elimina rápidamente por desnitrificación. Por el contrario, en sistemas verticales la desnitrificación parece que no opera ya que no pueden eliminar nitrato. Esto es debido a que en toda la profundidad del lecho hay condiciones aeróbicas que impiden la desnitrificación.

En los sistemas horizontales hay supuestamente pocos lugares con condiciones aeróbicas, y por tanto en una parte muy importante del lecho las bacterias fermentativas facultativas crecen originando ácidos grasos como el acético y el láctico, alcoholes como el etanol y gases como el H₂. Estos compuestos representan substratos para las bacterias sulfatoredutoras y metanogénicas, todas ellas anaeróbicas. También para heterótrofas aeróbicas si es que estos substratos están disponibles en las zonas aeróbicas. En los sistemas verticales la presencia de oxígeno en todo el lecho inhibe las reacciones de tipo anaeróbico.

Los balances de masa efectuados así como la información reciente disponible sobre el ciclo del azufre indican que la sulfatoreducción es una vía muy importante de degradación de la

⁸ Bécares, E. (2004). Función de la vegetación y procesos de diseño de humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal y flujo superficial". En: *Nuevos Criterios para el Diseño y Operación de Humedales Construidos*. García, J., Morató, J. y Bayona, J.M Editores, CPET-Centro de Publicaciones del Campus Nord, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, pp 51-62.

⁹ García, J., Aguirre, P., Mujeriego, R., Huang, Y., Ortiz, L. y Bayona, J.M. 2004. Initial contaminant removal performance factors in horizontal flow reed beds used for treating urban wastewater. *Wat. Res.* 38, 1669-1678.

materia orgánica en sistemas horizontales¹⁰. Se ha observado que en los humedales las bacterias sulfatoreductoras y las metanogénicas pueden competir por el sustrato, y en presencia de sulfato y alta carga orgánica las bacterias sulfatoreductoras crecen con más éxito¹¹. La profundidad del agua y la carga orgánica afectan la importancia relativa de las diferentes vías de degradación de la materia orgánica, y éstas a su vez afectan a los rendimientos de eliminación. En la actualidad está bastante claro que a medida que ganan importancia las vías anaeróbicas en detrimento de las anóxicas y anaeróbicas la eficiencia disminuye. Por este motivo, los humedales verticales alcanzan mejores rendimientos de eliminación, ya que en estos prevalecen las vías aeróbicas.

El rendimiento de eliminación de la materia orgánica en sistemas de humedales horizontales y verticales es óptimo si están bien diseñados, construidos y explotados. Tanto para la DQO como para la DBO se alcanzan rendimientos que oscilan entre 75 y 95% produciendo efluentes con concentración de DQO menor de 60 mg/L y de DBO menor de 20 mg/L¹².

3. Nitrógeno

En las aguas residuales urbanas el nitrógeno se encuentra fundamentalmente en forma de amonio y también como nitrógeno orgánico. No suele ser habitual encontrar concentraciones significativas de nitratos y nitritos. En los humedales el principal mecanismo de eliminación de nitrógeno es de tipo microbiano y consiste en la nitrificación seguida de desnitrificación. Sin embargo, también hay otros procesos que contribuyen a la eliminación como la adsorción del amonio y la asimilación realizada por las plantas. En los humedales el ciclo del nitrógeno está acoplado al del carbono (materia orgánica) fundamentalmente a través de la desnitrificación.

La nitrificación es realizada por bacterias autótrofas aeróbicas que aprovechan el poder reductor del amonio y éste se convierte en nitrato. La nitrificación requiere de 4,6 mg de oxígeno por cada miligramo de amonio (expresado como nitrógeno). En los humedales horizontales puesto que la transferencia de oxígeno es baja y hay pocas zonas aeróbicas, la nitrificación no es destacable

¹⁰ Aguirre, P., Ojeda, E., García, J., Barragán, J., y Mujeriego., R. 2005. Effect of water depth on the removal of organic matter in horizontal subsurface flow constructed wetlands. J. Environ. Sci. Health. 40, 1457-1466.

¹¹ Baptista, J.D.C., Donnelly, T., Rayne, D. y Davenport., R.J. 2003. Microbial mechanisms of carbon removal in subsurface flow wetlands. Wat. Sci. Tech. 48 (5), 127-134.

¹² Kadlec, R.H., Knight, R.L., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P. y Haberl, R. (2000). *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, IWA Publishing, 155 pp.

y el rendimiento de eliminación del amonio no supera generalmente el 30%¹³.

En los humedales verticales se obtienen muy buenos rendimientos de conversión del amonio a nitrato dado el carácter aeróbico de la gran parte del lecho. En general la nitrificación es total.

La reacción de la desnitrificación permite eliminar el nitrato formado previamente por la nitrificación y convertirlo en nitrógeno gas. Esta reacción sólo ocurre en condiciones de anoxia y en presencia de materia orgánica, ya que es realizada por bacterias heterótroficas. Por esta razón los humedales verticales tienen dificultades para eliminar el nitrato formado y frecuentemente se combinan en serie seguidos de humedales horizontales. En éstos si que hay zonas exentas de oxígeno donde puede llevarse a cabo la desnitrificación. En este caso lo único que se debe asegurar es el humedal disponga de materia orgánica. Por ejemplo, una pequeña parte del caudal de entrada (10-20%) se puede desviar hacia el sistema horizontal. Se ha observado que en los humedales horizontales los procesos de nitrificación y desnitrificación suceden de forma acoplada, de manera que el nitrato formado rápidamente es aprovechado, generándose nitrógeno gas.

El amonio entrante en un humedal subsuperficial puede ser retenido por adsorción. Sin embargo, este es un proceso reversible y cuando cambian las condiciones que lo estabilizan, el amonio puede regresar al agua¹⁴.

Las plantas pueden eliminar nitrógeno mediante la asimilación de amonio o nitrato. En los humedales generalmente utilizarán preferentemente amonio ya que es más abundante. El nitrógeno asimilado es incorporado a la biomasa y por tanto eliminado del agua. Al morir las partes aéreas de las plantas, durante su senescencia anual, el nitrógeno puede retornar al humedal, por ello se recomienda podar la vegetación justo antes de la senescencia. En general en aguas urbanas de tipo medio las plantas eliminan entre un 10 y un 20% del nitrógeno.

Otras vías de eliminación del nitrógeno de poca importancia en los humedales son la volatilización del amonio y la asimilación microbiana.

¹³ Kadlec, R.H., Knight, R.L., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P. y Haberl, R. (2000). *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, IWA Publishing, 155 pp.

¹⁴ Kadlec, R.H., Tanner, C.C., Hally, V.M. and Gibbs, M.M. (2005). Nitrogen spiraling in subsurface-flow constructed wetlands: Implications for treatment response. *Ecol. Eng.*, 25, 365-38.

4. Fósforo

Igual que en los sistemas de depuración biológicos convencionales, la eliminación de fósforo en los humedales es complicada. En general no se suele eliminar más del 10-20%, y sin haber grandes diferencias entre sistemas horizontales y verticales.

Los mecanismos de eliminación del fósforo pueden ser de tipo biótico y abiótico. Los bióticos incluyen la asimilación por parte de las plantas y los microorganismos. Los abióticos abarcan fundamentalmente la adsorción por el medio granular. En muchos estudios se ha observado que después de la puesta en marcha de humedales se obtiene una buena eficiencia de eliminación del fósforo para después reducirse rápidamente en poco tiempo. Esto es debido a que el medio granular limpio tiene capacidad de adsorción, pero esta se va perdiendo rápidamente.

Se han realizado grandes esfuerzos para desarrollar medios granulares con alta capacidad para retener fósforo. No obstante, ésta se acaba perdiendo y el medio se debe reemplazar. En la actualidad parece que la mejor manera de eliminar el fósforo es incorporando en los sistemas de humedales procesos de precipitación, por ejemplo por adición de sales de aluminio¹⁵. En los humedales la utilización de sales de hierro para la precipitación puede dar lugar a sulfuro de hierro que da color negro al agua.

5. Patógenos

De cara a garantizar buenas condiciones sanitarias, especialmente si los efluentes se van a reutilizar, es importante eliminar o reducir la concentración de microorganismos fecales.

La eliminación de microorganismos es un proceso de gran complejidad ya que depende de factores como la filtración, la adsorción y la depredación¹⁶. Se ha observado que tanto en sistemas verticales como horizontales la eliminación es dependiente del tiempo de permanencia y del medio granular.

¹⁵ Arias, C.A. y Brix, H. (2005). Phosphorus removal in constructed wetlands: can suitable alternative media be identified? *Wat. Sci. Tech.* 51 (9), 275-282.

¹⁶ Kadlec, R.H., Knight, R.L., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P. y Haberl, R. (2000). *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, IWA Publishing, 155 pp.

Cuanto menor es el diámetro del medio granular, mayor es el nivel de eliminación obtenido¹⁷.

Para evaluar la eficiencia de eliminación de los patógenos se suele estudiar la eliminación de microorganismos indicadores de la contaminación fecal, como son por ejemplo los coliformes fecales. No obstante, la mejora de las técnicas microbiológicas induce a pensar que en poco tiempo se dispondrá de datos de patógenos propiamente. El grado de eliminación obtenido en sistemas horizontales y verticales es similar y oscila entre 1 y 2 unidades logarítmicas/100 mL aproximadamente para todos los indicadores^{18,19}. Este nivel de eliminación no suele ser generalmente suficiente para producir efluentes aptos para el riego agrícola por ejemplo. En estas circunstancias es recomendable dotar al sistema de humedales de lagunas o humedales de flujo superficial que favorecen la desinfección. También se puede clorar el efluente. Debe quedar claro que si se quiere obtener un efluente de buena calidad sanitaria un sistema de humedales construidos no será suficiente. Por lo que, se tendrá que disponer de un sistema de desinfección.

6. Otros contaminantes

Cada vez hay más interés por contaminantes emergentes diferentes de los que normalmente se han considerado en la tecnología de la depuración de aguas. Dentro de estos contaminantes se incluyen metales pesados, tensioactivos, productos farmacéuticos, productos de uso personal y de limpieza, y microorganismos como *Cryptosporidium*. En este momento los datos existentes en el campo de los humedales subsuperficiales son más bien escasos. No obstante, estos aspectos se están estudiando y en pocos años se va a disponer de bastante información.

¹⁷ García, J., Vivar J., Aromir M. y Mujeriego R. (2003). Role of hydraulic retention time and granular médium in microbial renewal of indicator in tertiary treatment reed beds. Wat. Res., 37, 2645-2653.

¹⁸ Rivera, F., Warren, A., Ramírez, E., Decamp, O., Bonilla, P., Gallegos, E., Calderón, A. y Sánchez, J.T. (1995). Removal of pathogens from wastewaters by the root zone method (RZM). Wat. Sci. Tech., 32 (3), 211-218.

¹⁹ Ottová, V., Balcarová, J. y Vymazal, J. (1997). Microbial Characteristics of Constructed Wetlands. Wat. Sci. Tech., 35 (5), 117-123.

Capítulo 4. Cantidad y calidad de las aguas residuales urbanas

Para poder realizar un buen dimensionado y diseño de cualquier sistema de depuración es necesario disponer de datos de cantidad y calidad de las aguas residuales. La falta de datos genera inseguridad al proyectista que, frecuentemente, acaba sobredimensionando las instalaciones y aumentando así los costes. Es recomendable por tanto realizar campañas de medida de caudales y toma de muestras.

Los diseños suelen realizarse para periodos de 25 años. De esta manera, con las dotaciones de agua residual, las velocidades de emisión másica unitaria (gramos de un contaminante emitido por habitante y por día) y la población prevista a 25 años, se puede estimar los caudales medios y las concentraciones de los contaminantes. Los caudales punta se pueden calcular a través de la mayoración del caudal medio diario mediante coeficientes punta (horario, diario, etc.).

A continuación se describen aspectos sobre la cantidad y la calidad de las aguas residuales urbanas orientados en particular a los pequeños municipios (<2000 habitantes). En éstos debe prestarse especial interés en contabilizar los aportes no típicamente urbanos como pueden ser deshechos de granjas, vinazas, alpechines, alpeorujos, etc. Estos son comunes en la zona Mediterránea y pueden hacer que un sistema de humedales no sea la tecnología más adecuada para sanear las aguas.

1. Cantidad de aguas residuales

Las aguas residuales urbanas están constituidas por una mezcla de aguas domésticas, industriales, de infiltración y pluviales. Si el sistema de alcantarillado es separativo lógicamente no hay aguas pluviales. Éste no suele ser el caso de muchos municipios de la cuenca Mediterránea.

Las aguas de infiltración se generan cuando se sitúan conductos de alcantarillado por debajo del nivel freático o cuando el agua de lluvia se filtra hasta el nivel de la tubería, penetrando a través de juntas defectuosas, fracturas y grietas o paredes porosas. Las aguas de infiltración tienden a diluir las aguas residuales, y a aumentar y uniformizar los caudales. La presencia de este tipo de aguas es bastante común en muchos municipios del Mediterráneo, en los cuales los sistemas de alcantarillado son bastante antiguos. Las infiltraciones pueden variar de forma horaria, diaria y estacional, de manera que su cuantificación es

bastante compleja. Si los caudales de aguas de infiltración igualan o superan los caudales de aguas residuales es necesario proceder a reparar la red de alcantarillado para eliminarlos.

Los caudales de aguas residuales de los pequeños núcleos de población se caracterizan por presentar grandes variaciones horarias, diarias e incluso mensuales o estacionales, si se trata de zonas con segundas residencias. Cuando se plantea un proyecto de construcción de un sistema de saneamiento no se dispone de series históricas de datos de caudales de aguas residuales. De esta forma, los caudales deben ser estimados a partir de:

- ❖ Campañas de aforo
- ❖ Caudales de agua de abastecimiento
- ❖ Dotaciones de agua residual

Campañas de aforo

Su objetivo es la medición de los caudales de agua residual a lo largo del tiempo y su caracterización físico-química. Permiten obtener caudales medios, dotaciones de agua residual, cargas contaminantes y las velocidades de emisión másica unitaria.

Los caudales se pueden medir con el método volumétrico o con una sonda de radar. El método volumétrico es fácil de poner en práctica pero sólo ofrece resultados aproximados; la sonda tiene una buena precisión pero es costosa.

El método volumétrico se basa en contabilizar el tiempo que un depósito con un volumen conocido tarda en llenarse. El volumen debe ser suficientemente grande como para que el tiempo de llenado se pueda medir bien (como mínimo medio minuto). Generalmente las mediciones se inician por la mañana y finalizan al anochecer (por ejemplo de 8 a 20 horas) y se van repitiendo cada 1-2 horas²⁰. El valor del caudal medio diurno se determina mediante el cálculo de la media de los datos obtenidos. Para calcular el caudal medio diario se supone que el caudal nocturno es un 20-25% del caudal total.

El método volumétrico es aproximado porque las mediciones se realizan de forma discontinua. Para mejorar su precisión se pueden realizar mediciones más continuadas. El caudal medio estimado con este método se puede aceptar, en cambio no se pueden usar los caudales punta.

²⁰ Barrera, A. (1999). *Análisis y Caracterización de los Parámetros de las Aguas Residuales Necesarios para el Dimensionamiento de Estaciones Depuradoras de Menos de 2000 hab.-eq.* Tesina de Especialidad, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 110 pp.

La utilización de la sonda de radar permite obtener una medición continuada del caudal de agua residual de forma que se puede estimar con gran exactitud los caudales medios. Los caudales punta se pueden también estimar si se dispone de series de mediciones suficientemente largas y representativas. El funcionamiento de la sonda se basa en la emisión de microondas desde una fuente hacia el interior de la tubería o canal. A continuación se analiza la señal de respuesta y se obtiene la curva de velocidades de las partículas. El procesado estadístico de esta curva permite obtener la velocidad media del agua. Esta velocidad se multiplica por el área transversal de la conducción y se obtiene el caudal. El área transversal se determina dependiendo de la geometría de la conducción y el nivel de agua. El nivel se determina mediante una sonda de presión incorporada a la sonda de radar cuyo funcionamiento se basa en medir la presión que ejerce la columna de líquido.

Durante las campañas de aforo adicionalmente a la medida de los caudales se obtienen muestras integradas para determinar las concentraciones de los contaminantes. Si se utiliza el método volumétrico la elaboración de la muestra integrada debe ser manual. Si se utiliza la sonda de radar, ésta se puede conectar a un muestreador automático que va recogiendo volúmenes de agua proporcionales al caudal.

Las campañas de aforo deben tener una duración representativa de la variabilidad del vertido estudiado. De forma pragmática en muchos estudios las campañas tienen una duración de dos días (viernes y sábado, o domingo y lunes para incluir festivos y laborales) que se repiten varias veces al año, especialmente si se trata de núcleos con segundas residencias o turísticos (como mínimo dos veces, una en invierno y otra en verano).

Caudales de agua de abastecimiento

En los casos en que no se puede realizar campañas de aforo los caudales se pueden determinar a partir de datos de los consumos de agua de abastecimiento. Éstos los suelen tener los ayuntamientos o las empresas gestoras reponsables de la distribución. En pequeños municipios se suele suponer que un 80-90% del agua de abastecimiento se convierte en agua residual. No obstante, este porcentaje puede reducirse ostensiblemente en municipios con casas con jardín. Debe evaluarse cada caso en particular.

Frecuentemente los resultados obtenidos en campañas de aforo se contrastan con los datos de abastecimiento para detectar y cuantificar por ejemplo infiltraciones.

Dotaciones de agua residual

Cuando no se dispone ni de campañas de aforo ni de datos de consumo de agua de abastecimiento se pueden usar valores de producción de agua residual por habitante. Estos valores se pueden obtener de estudios en los que se evalúa de forma estadística un número representativo de campañas de aforo de una determinada zona de tamaño poblacional similar. Por ejemplo, Barrera (1999)²¹ evaluó los datos de 45 núcleos de Catalunya encontrando una dotación media de agua residual de 150 L/hab·día. El 72% de los valores de dotación quedaron en un rango de 80-250 L/hab·día.

Coeficientes Punta

Los caudales de aguas residuales urbanas varían con periodicidad instantánea, horaria, diaria y mensual. Estas variaciones deben ser cuantificadas y aplicadas en el diseño del tratamiento. A partir de campañas de aforo suficientemente extensas realizadas con sonda de radar se pueden estimar los caudales punta. No obstante, este tipo de campañas no suelen ser lo suficientemente largas y es necesario, por tanto, la utilización de coeficientes punta tabulados (también denominados factores de pico).

El coeficiente punta es la relación entre la media de los caudales punta (máximos y mínimos) y el caudal medio. Los coeficientes punta varían según el intervalo de tiempo al que van referidos, definiéndose así como horarios, diarios y mensuales. Para determinar los caudales punta se debe multiplicar el caudal medio por el coeficiente punta. En la Tabla 2 se muestran valores de los coeficientes punta diarios y mensuales recomendados para pequeños municipios (< 2000 habitantes).

Tabla 2. Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades²⁴.

Parámetro	Intervalo	Valor Típico
Coeficiente punta diario	1,2-2,0	1,7
Coeficiente punta mensual	1,0-1,5	1,2

El coeficiente punta horario (C_{ph}) se puede obtener a partir de la expresión de Mara (1988)²², dependiente del tamaño de la población P, en miles de habitantes:

²¹ Barrera, A. (1999). *Análisis y Caracterización de los Parámetros de las Aguas Residuales Necesarios para el Dimensionamiento de Estaciones Depuradoras de Menos de 2000 hab.-eq.* Tesina de Especialidad, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 110 pp.

²² Collado, R. (1992). *Depuración de aguas residuales en pequeñas comunidades.* Colección señor nº12. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Editorial Paraninfo. Madrid, 128 pp.

$$C_{ph} = \frac{5}{P^{1/6}}$$

4-1

2. Constituyentes de las Aguas Residuales

Junto con los caudales de aguas residuales, las concentraciones de los contaminantes deben ser conocidas para diseñar el sistema de tratamiento. Los caudales y las concentraciones determinan las cargas contaminantes.

La realización de campañas de aforo permite la obtención de muestras integradas de las cuales se realizan analíticas que proporcionan datos de la concentración de los contaminantes. En general se analiza el pH, la conductividad eléctrica, la materia en suspensión, la demanda química de oxígeno (DQO), la demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅), los nutrientes (nitrógeno y fósforo), y en algunos casos los microorganismos indicadores de contaminación fecal si se va reutiliza el efluente depurado. Los datos obtenidos, si proceden de campañas suficientemente representativas, se pueden utilizar directamente para diseñar las instalaciones.

Cuando no se dispone de datos, o éstos no son representativos, se pueden utilizar valores de emisión másica unitaria tabulados. En la Tabla 3 se muestran los valores característicos de concentración y velocidad de emisión másica unitaria en pequeños municipios de Catalunya.

Tabla 3. Valores característicos de concentración de un agua residual y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU) en pequeños municipios de Catalunya²³.

Parámetro	Concentración (mg/L)	VEMU (g/hab·día)
MES	200	30
DBO ₅	280	40
DQO	600	85
Nitrógeno Total	50	7,5
Fósforo Total	12	1,7

Una vez fijadas las velocidades de emisión másica unitarias (VEMU), y conocida la dotación de agua residual, las concentraciones de los diferentes contaminantes se determinan,

²³ Barrera, A. (1999). *Análisis y Caracterización de los Parámetros de las Aguas Residuales Necesarios para el Dimensionamiento de Estaciones Depuradoras de Menos de 2000 hab.-eq.* Tesina de Especialidad, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 110 pp.

$$C = \frac{VEMU \cdot 1000}{D} \quad 4-2$$

Siendo,

C, la concentración del contaminante, en mg/L.

VEMU, la velocidad de emisión másica unitaria, en g/hab·día.

D, la dotación de agua residual, en L/hab·día.

3. Calidad de los efluentes

La Directiva europea 91/271/CEE sobre tratamiento de aguas residuales indica que los municipios de menos de 2000 habitantes equivalentes (hab-eq) o de menos de 10000 pero con vertido en zonas costeras abiertas deben depurar sus aguas con un tratamiento adecuado. El resto de núcleos deben cumplir con los requisitos especificados en la Tabla 4, y adicionalmente con los de la Tabla 5 si su vertido se realiza en zonas sensibles propensas a la eutrofización. Nótese que estas tablas se reproducen parcialmente; para un mayor detalle se recomienda revisar el texto de la Directiva.

Así pues, para los pequeños municipios la Directiva no establece unos límites numéricos de concentraciones o porcentajes de reducción, sino que simplemente afirma que se debe hacer un tratamiento adecuado, que es aquel que después del vertido permite respetar los objetivos de calidad del medio receptor. A falta de objetivos de calidad claros, lo que se ha venido haciendo hasta la fecha en muchos lugares es aplicar los valores de las Tablas 4 y 5 como requisitos para las pequeñas depuradoras (y por tanto como valores a alcanzar una vez realizado el diseño). No obstante, es previsible que esta situación cambie en los próximos años a medida que se vaya avanzando en la implantación de la Directiva Marco 2000/60/CE. Cabe destacar que algunos países y regiones de la Unión Europea tienen normativas específicas en cuanto a los requisitos de los vertidos de depuradoras de pequeños municipios.

Tabla 4. Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas sujetos a lo dispuesto en los artículos 4 y 5 de la Directiva europea 91/271/CEE. Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción.

Parámetro	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅ a 20 °C) sin nitrificación (2)	25 mg/L	70-90	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación del oxígeno disuelto después de 5 días de incubación a 20 °C \pm 1 °C, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de la nitrificación.
Demanda química de oxígeno (DQO)	125 mg/L	75	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Dicromato potásico.
Total de sólidos en suspensión	35 mg/l (3)	90 (3)	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0,45 micras. Secado a 105 °C y pesaje.
	35 de conformidad con el apartado 2 del artículo 4 (más de 10000 hab-eq)	90 de conformidad con el apartado 4 (más de 10000 hab-eq)	
	60 de conformidad con el apartado 2 del artículo 4 (de 2000 a 10000 hab-eq)	70 de conformidad con el apartado 2 del artículo 4 (de 2000 a 10000 hab-eq)	Centrifugación de una muestra representativa (durante 5 minutos como mínimo, con una aceleración media de 2800 a 3200 g.), secado a 105 °C y pesaje.

1. Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.

2. Este parámetro puede sustituirse por otro: carbono orgánico total (COT) o demanda total de oxígeno (DTO), si puede establecerse una correlación entre DBO₅ y el parámetro sustitutivo.

3. Este requisito es optativo.

Tabla 5. Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizados en zonas sensibles propensas a eutrofización. Según la situación local, se podrán aplicar uno o los dos parámetros. Se aplicarán el valor de concentración o el porcentaje de reducción.

Parámetro	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Fósforo total	2 mg/L P (de 10000 a 100000 hab-eq).	80	Espectrofotometría de absorción molecular
	1 mg/L (más de 100000 hab-eq).		
Nitrógeno total (2)	15 mg/L (de 10000 a 100000 hab-eq) (3).	70-80	Espectrofotometría de absorción molecular
	10 mg/L (más de 100000 hab-eq) (3).		

1. Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.

2. Nitrógeno total equivalente a la suma del nitrógeno Kjeldahl (N orgánico y amoniacal), nitrógeno en forma de nitrato y nitrógeno en forma de nitrato.

3. Alternativamente el promedio diario no deberá superar los 20 mg/l N. Este requisito se refiere a una temperatura del agua de 12 °C o más durante el funcionamiento del reactor biológico de la instalación de tratamiento de aguas residuales. En sustitución del requisito relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales.

4. Ejemplos de análisis de datos de cantidad y calidad de las aguas residuales

Caso 1. Utilización de datos tabulados

Cuando se plantea el tratamiento de las aguas de una nueva urbanización en fase de proyecto no se dispone de datos basados en mediciones directas. A continuación se presenta el cálculo de caudales y concentraciones de contaminantes para una población de diseño de 1000 habitantes. La dotación de agua se puede obtener de las previsiones realizadas sobre el sistema de abastecimiento, y en este caso se supone 250 L/hab·día. En la Tabla 6 se muestran los datos que se van a utilizar para las estimaciones.

Tabla 6. Datos de partida que se van a utilizar para las estimaciones del caso 1.

Población (habitantes)	1000	(Tabla 3)
Dotación de agua (L/hab·día)	250	
MES (g/hab·día)	30	
DBO ₅ (g/hab·día)	40	
DQO (g/hab·día)	85	

El caudal medio diario se determina:

$$Q = \frac{\beta \cdot P \cdot D}{1000} \quad 4-3$$

Siendo,

Q el caudal medio diario, en m³/día.

P la población, en habitantes.

D la dotación, en L/hab·día.

β la cantidad de agua de abastecimiento que se convierte en agua residual, expresada en tanto por uno. En este caso se supone que un 20% del agua se utilizará para riego de jardines.

$$Q = \frac{0,8 \cdot 1000 \cdot 250}{1000} = 200 \text{ m}^3 / \text{ día}$$

La concentración de contaminantes del agua residual se determina con la ecuación:

$$C = \frac{VEMU \cdot 1000}{\beta \cdot D}$$

$$MES = \frac{30 \cdot 1000}{0,8 \cdot 250} = 150 \text{mg} / L$$

$$DBO_5 = \frac{40 \cdot 1000}{0,8 \cdot 250} = 200 \text{mg} / L$$

$$DQO = \frac{85 \cdot 1000}{0,8 \cdot 250} = 425 \text{mg} / L$$

Nótese que la ecuación utilizada para calcular las concentraciones de contaminantes es la misma que la 4-2, corrigiéndose la dotación para la cantidad de agua potable que se va a convertir en agua residual (β).

Caso 2. Obtención de datos de caudales de diseño a partir de registros de agua de abastecimiento

En este caso se trata de un hostel aislado en el que se plantea el proyecto de un sistema de saneamiento autónomo. El hostel dispone de un rotámetro que permite conocer el consumo diario de agua de abastecimiento. Las lecturas de consumo no son tomadas con frecuencia diaria, pero para la redacción del proyecto se llega a un acuerdo con los propietarios para hacer un seguimiento durante 3 meses (marzo-mayo del 2005, los cuales representan fielmente la ocupación media). No se tiene previsto realizar ampliaciones futuras para albergar más huéspedes. En la Tabla 7 se muestran los datos obtenidos del seguimiento.

Tabla 7. Consumos de agua de abastecimiento durante tres meses en el hostel estudiado en el caso 2.

Fecha	Caudal m ³ /d	Fecha	Caudal m ³ /d	Fecha	Caudal m ³ /d
10-mar-05	18	29-mar-05	20	16-abr-05	13
11-mar-05	12	30-mar-05	10	17-abr-05	8
12-mar-05	13	31-mar-05	12	18-abr-05	10
13-mar-05	14	01-abr-05	10	19-abr-05	10
14-mar-05	10	02-abr-05	11	20-abr-05	9
15-mar-05	10	03-abr-05	15	21-abr-05	12
16-mar-05	15	04-abr-05	16	22-abr-05	12
17-mar-05	15	05-abr-05	20	23-abr-05	12
18-mar-05	16	06-abr-05	11	24-abr-05	16
19-mar-05	12	07-abr-05	10	25-abr-05	20
20-mar-05	16	08-abr-05	16	26-abr-05	8
21-mar-05	15	09-abr-05	9	27-abr-05	9
22-mar-05	12	10-abr-05	10	28-abr-05	12
23-mar-05	18	11-abr-05	11	29-abr-05	14
24-mar-05	13	12-abr-05	10	30-abr-05	13
25-mar-05	20	13-abr-05	15	01-may-05	18
26-mar-05	10	14-abr-05	11	02-may-05	18
27-mar-05	10	15-abr-05	15	03-may-05	9
28-mar-05	17	29-mar-05	20	04-may-05	13

En este caso el caudal medio y punta diario se va a obtener a partir de los datos de consumo obtenidos durante el periodo de seguimiento.

A continuación se realiza un análisis de frecuencias de caudales. Para ello, en primer lugar se ordenan los datos de forma creciente se calcula la frecuencia acumulada $F(x)$ en el total de la muestra:

$$F(x) = \frac{i}{n+1} * 100 \quad 4-4$$

Donde,

i es la posición que el dato ocupa en la muestra.
 n es el número total de datos.

Tabla 8. Consumos de agua de abastecimiento durante tres meses ordenados en forma creciente. También se muestra el valor de frecuencia acumulada.

i	Fecha	Caudal m ³ /día	F(x)	i	Fecha	Caudal m ³ /día	F(x)
1	17/04/2005	8	1,8	29	28/04/2005	12	50,9
2	26/04/2005	8	3,5	30	12/03/2005	13	52,6
3	09/04/2005	9	5,3	31	24/03/2005	13	54,4
4	20/04/2005	9	7,0	32	16/04/2005	13	56,1
5	27/04/2005	9	8,8	33	30/04/2005	13	57,9
6	03/05/2005	9	10,5	34	04/05/2005	13	59,6
7	14/03/2005	10	12,3	35	13/03/2005	14	61,4
8	15/03/2005	10	14,0	36	29/04/2005	14	63,2
9	26/03/2005	10	15,8	37	16/03/2005	15	64,9
10	27/03/2005	10	17,5	38	17/03/2005	15	66,7
11	30/03/2005	10	19,3	39	21/03/2005	15	68,4
12	01/04/2005	10	21,1	40	03/04/2005	15	70,2
13	07/04/2005	10	22,8	41	13/04/2005	15	71,9
14	10/04/2005	10	24,6	42	15/04/2005	15	73,7
15	12/04/2005	10	26,3	43	18/03/2005	16	75,4
16	18/04/2005	10	28,1	44	20/03/2005	16	77,2
17	19/04/2005	10	29,8	45	04/04/2005	16	78,9
18	02/04/2005	11	31,6	46	08/04/2005	16	80,7
19	06/04/2005	11	33,3	47	24/04/2005	16	82,5
20	11/04/2005	11	35,1	48	28/03/2005	17	84,2
21	14/04/2005	11	36,8	49	10/03/2005	18	86,0
22	11/03/2005	12	38,6	50	23/03/2005	18	87,7
23	19/03/2005	12	40,4	51	01/05/2005	18	89,5
24	22/03/2005	12	42,1	52	02/05/2005	18	91,2
25	31/03/2005	12	43,9	53	25/03/2005	20	93
26	21/04/2005	12	45,6	54	29/03/2005	20	94,7
27	22/04/2005	12	47,4	55	05/04/2005	20	96,5
28	23/04/2005	12	49,1	56	25/04/2005	20	98,2

Luego se representan los datos utilizando una escala de tipo normal, relacionando el caudal y la frecuencia acumulada (Figura 6)

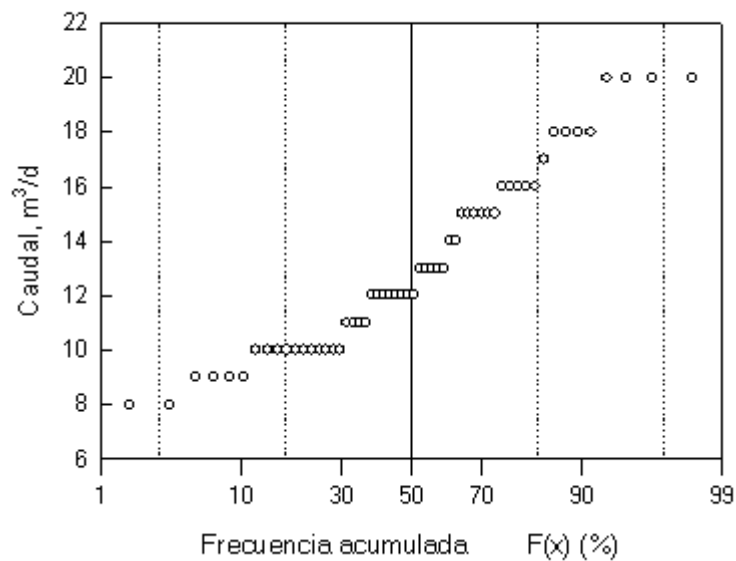


Figura 6. Distribución de frecuencias acumuladas del caudal registrado en el ejemplo del caso 2. Nótese que la escala de las abcisas es de tipo normal.

Como se puede observar en la Figura 6 los datos se ajustan bastante bien a una línea recta y por tanto se puede suponer razonablemente que siguen una distribución normal. El valor medio del caudal corresponde al percentil 50 y toma un valor de 12, m³/d. Sin embargo, puesto que los propietarios informan que un 10% del agua se utiliza para riego de jardinería, se tendrá:

$$Q_{med,d} = 12m^3 / d \cdot 0,9 = 10,8m^3 / d$$

El consumo máximo es de 20 m³/d, y por tanto multiplicando por 0,9 se obtiene que el caudal punta diario es de 18 m³/d.

Para estimar las concentraciones de contaminantes de las aguas de hostales, restaurantes e instalaciones similares se recomienda realizar campañas de caracterización. En general en estos casos las concentraciones suelen ser más elevadas que las típicas de un agua residual urbanas debido a la presencia de cantidades significativas de aceites, grasas y detergentes. Una obtención de datos basada simplemente en la utilización de valores tabulados y que tenga en cuenta el número de usuarios es muy arriesgada.

Caso 3. Obtención de datos de caudal a partir de una campaña de aforo

En este caso se plantea la construcción de una instalación de tratamiento para un pequeño núcleo con una población residente de 611 personas y sin industria. Para la obtención de datos se realiza una campaña de aforo en dos días de agosto (viernes y sábado) ya que en verano la población puede llegar a duplicarse y además los valores medios de las dotaciones de agua de abastecimiento son excesivamente elevados (seguramente por pérdidas en la red).

El aforo se realiza entre las 9 de la mañana hasta las 9 de la noche midiéndose el caudal en dos puntos de vertido cada hora y media. El sistema de tratamiento se diseñará para tratar las aguas residuales de los dos puntos. El caudal se mide con el método volumétrico. En la Tabla 9 se muestran los datos obtenidos en cada uno de los dos puntos de vertido. Las curvas de evolución de los caudales totales (punto 1 más punto 2) se muestran en la Figura 7.

Tabla 9. Caudales horarios medidos en dos puntos de vertido del caso 3.

Hora	22 de agosto			23 de agosto		
	Punto 1	Punto 2	Total	Punto 1	Punto 2	Total
9:00	10,8	0,23	11,03	7,2	0,30	7,50
10:30	10,8	0,72	11,52	8,6	0,45	9,05
12:00	8,6	0,33	8,93	7,2	0,16	7,36
13:30	7,2	0,33	7,53	7,2	1,80	9,00
15:00	14,4	0,40	14,80	7,2	0,36	7,56
16:30	10,8	3,60	14,40	10,8	0,72	11,52
18:00	8,6	0,54	9,14	7,2	0,60	7,80
19:30	5,4	0,28	5,68	7,2	0,72	7,92
21:00	8,6	0,28	8,88	10,8	0,36	11,16

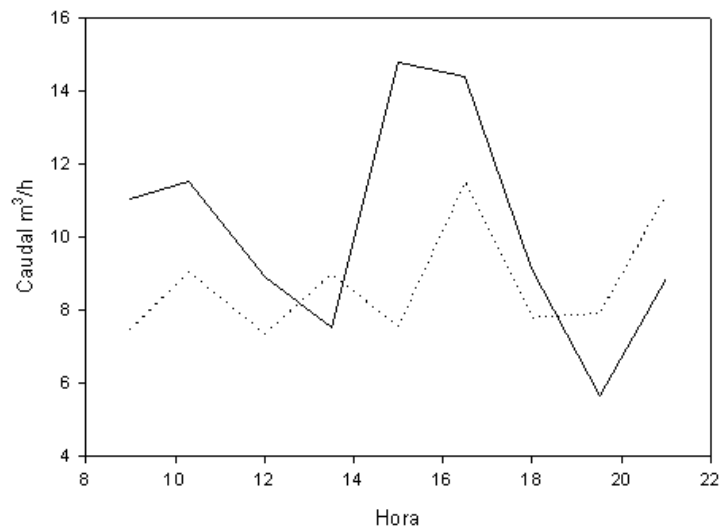


Figura 7 Evolución del caudal total en los dos días de aforo del caso 3.

Las curvas de la evolución de los caudales horarios de la Figura 7 permiten estimar los caudales medios. Para ello el volumen de agua descargado se ha estimado mediante una aproximación gráfica de la integral de las curvas (área bajo las curvas, desde las 9 de la mañana hasta las 9 de la noche). Para obtener el volumen de agua descargado durante todo el día se considera que el volumen de agua nocturno es un 25% del total. En la Tabla 10 se muestran los valores estimados del caudal medio diario y el caudal medio horario.

Tabla 10. Valores estimados del caudal medio diario y el caudal medio horario del caso 3.

Parámetro	Día de muestreo	
	22 de agosto	23 de agosto
Caudal medio diario, m ³ / d (a)	164	139
Caudal medio horario, m ³ / h (b)	10,3	8,7

a) Suponiendo un volumen de agua nocturno del 25% del total.

b) Durante las horas de muestreo: 9 a 21 horas.

Capítulo 5. Tratamientos Previos

De forma general, los sistemas de humedales construidos están formados por 3 unidades de proceso claramente diferenciadas: pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario (los humedales propiamente). El pretratamiento y el tratamiento primario son tratamientos previos, y tienen como objetivo eliminar o reducir la presencia de materiales que obturan y desgastan tuberías y canales, y que pueden colmatar los humedales. Habitualmente los tratamientos previos de humedales constan de una etapa inicial de retirada de grandes sólidos seguida de otra de retención de materia en suspensión (Figura8).

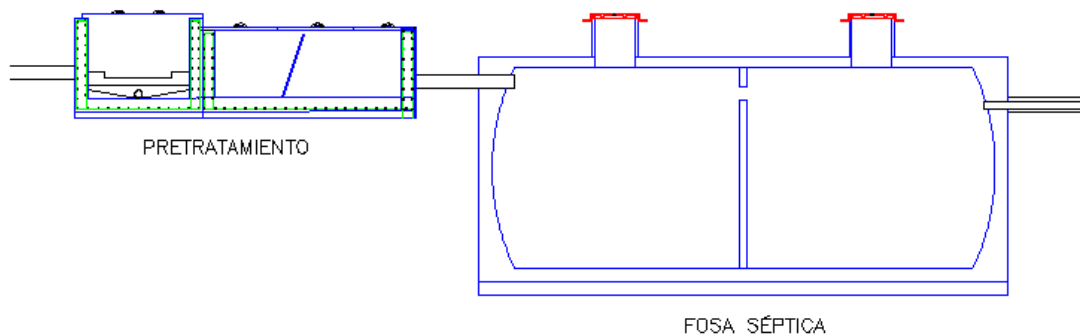


Figura 8. Esquema de una opción de tratamiento previo para un sistema de humedales.

Los humedales están pensados para ser sistemas de bajo coste y con un gasto energético mínimo, y por tanto se recomienda dentro de lo posible utilizar pocos equipos electromecánicos en los procesos unitarios previos.

La elección del tipo de tratamiento previo depende de múltiples factores que van desde la calidad del agua a tratar, la topografía y el espacio disponible, hasta los costes de construcción y explotación, incluyendo así mismo la experiencia del proyectista.

1. Pretratamiento

El pretratamiento está formado por todos aquellos procesos que se sitúan al inicio del sistema de depuración, y cuya función esencial consiste en eliminar sólidos gruesos (piedras, ramas, plásticos, etc.), grasas y arenas que pueden dañar o interferir en los procesos posteriores.

En depuradoras de pequeños municipios (menos de 2000 habitantes) la forma más habitual de pretratamiento consta de un

canal, donde se encuentran sucesivamente, una zona donde se ubica un aliviadero de exceso de caudal, otra zona en la que se sitúa una reja de gruesos y/o una reja de finos, y una zona de desarenado. Opcionalmente, se puede tener un desengrasador al final del pretratamiento, en caso de que el agua tenga un alto contenido de aceites y grasas. De lo contrario esta última operación se realiza en el propio tratamiento primario (fosa séptica o tanque Imhoff). En la Figura 9 se muestra una línea de pretratamiento típica para instalaciones depuradoras de municipios de menos de 2000 habitantes

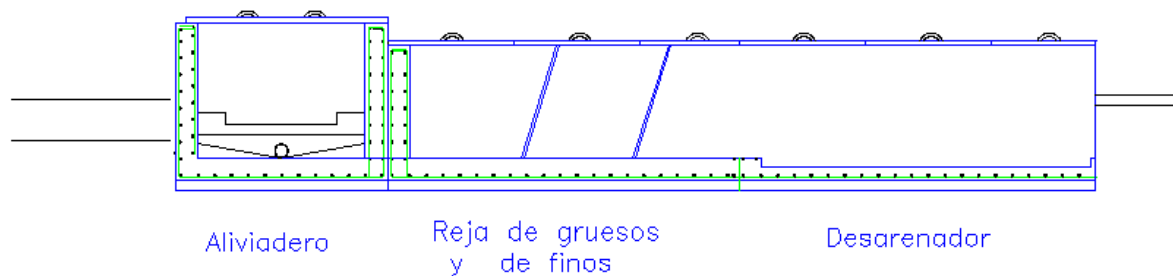


Figura 9. Línea de pretratamiento estándar para depuradoras de pequeñas poblaciones.

A pesar de que hay una cierta tendencia a diseñar los sistemas de humedales contruidos de pequeños municipios sin equipos para la medición de caudal, no parece justificada su ausencia. La falta de estos equipos produce una gran incertidumbre sobre las cargas hidráulicas y contaminantes reales, lo que no permite diagnosticar el estado de la instalación ni su funcionamiento. La medición de caudal se puede realizar entre el pretratamiento y el tratamiento primario. Como sistema de medición se suelen usar canales Venturi con algún tipo de dispositivo para registrar la altura de agua en el canal.

Aliviadero de entrada

Esta estructura es de gran importancia en toda planta de tratamiento ya que evita la sobrecarga de caudal en las instalaciones que tratan aguas de redes de alcantarillado unitarias. Generalmente consiste de una arqueta de planta rectangular en la que a cierta altura de agua, toda aquella fracción de caudal cuya lámina de agua supere dicha altura es separada y vertida directamente pasando tan solo por una reja en un canal adjunto al canal de desbaste (Figura 9). En muchos países hay una tendencia creciente a hacer pasar estas aguas por

humedales contruidos especialmente diseñados para retener los contaminantes arrastrados por las primeras aguas de lluvia²⁴.

El dimensionamiento del aliviadero se basa en que el agua residual excedente está tan diluida que la concentración de los contaminantes será similar a la que tendría si fuese tratada. Por lo tanto, el aliviadero se diseña de forma práctica para que empiece a actuar cuando se supera 10 veces el caudal medio horario que llega a la estación depuradora. Entonces el caudal que debe evacuar el aliviadero es:

$$Q_v = Q_{lluv} - 10 \cdot Q_{med,d} \quad 5-1$$

Siendo,

Q_v el caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero, en m³/s.

Q_{lluv} el caudal de lluvia + agua residual que llega a la instalación, en m³/s.

$Q_{med,d}$, el caudal medio, en m³/s.

La longitud de vertedero se calcula al dividir el caudal a aliviar entre el caudal por metro lineal de vertedero. Éste último, se determina mediante la fórmula simplificada de Francis:

$$Q = 1,83 \times (1 - (0,2 \cdot H)) \times (H)^{1,5} \quad 5-2$$

Siendo,

Q el caudal por metro lineal, en m³/m·s.

H la altura de la lámina de agua sobre el vertedero (<25 cm) en m.

En el canal por donde circula el agua excedente debe colocarse una reja con separación entre barrotes de 100 mm y limpieza manual.

Canal de desbaste

El canal de desbaste es el primer proceso unitario con el que se encuentra el agua al llegar a la depuradora (Figura 10). En él se separan los grandes sólidos mediante su intercepción con rejas, y se produce, además, un desarenado ya que se construye con una sección mayor que el colector de llegada, ralentizándose la velocidad del agua. Así pues, el canal hace funciones de desbaste

²⁴ Uhl, M y Dittmer, U. (2005). Constructed wetlands for combined sewer overflow treatment: an overview of practice and research in Germany. Wat. Sci. Tech. 59 (1), 23-30.

y desarenado de forma simultánea. Esta tipología de desarenador (denominados de flujo horizontal) es la más habitual en plantas de pequeño tamaño. El desarenado permite separar las materias pesadas de granulometría superior a $200\ \mu\text{m}$, evitando su sedimentación en los canales y conducciones, protegiendo de la abrasión y previniendo sobrecargas en las fases de tratamiento siguientes. Durante el desarenado también hay una cierta reducción de partículas de tipo orgánico.

Se trata de canales de sección rectangular con un resguardo que oscila entre 0,3 y 0,5 m. En el canal se sitúa una reja de gruesos con separación entre barrotes de 50 a 100 mm, de limpieza automática para núcleos de más de 500 habitantes y manual para menos (siempre en este último caso suponiendo que las instalaciones se inspeccionan como mínimo 2 veces por semana). Si la reja se obtura, las posibles inundaciones se evitan al actuar el aliviadero de entrada; en este caso la mayor parte del agua no pasará por la depuradora mientras no se proceda a la limpieza de la reja. Dependiendo de las necesidades del pretratamiento, después de la de gruesos se puede instalar una reja de finos, o alternativamente, un tamizado pero ya fuera del canal. La extracción de las arenas se realiza de forma manual cada 4 ó 5 días.

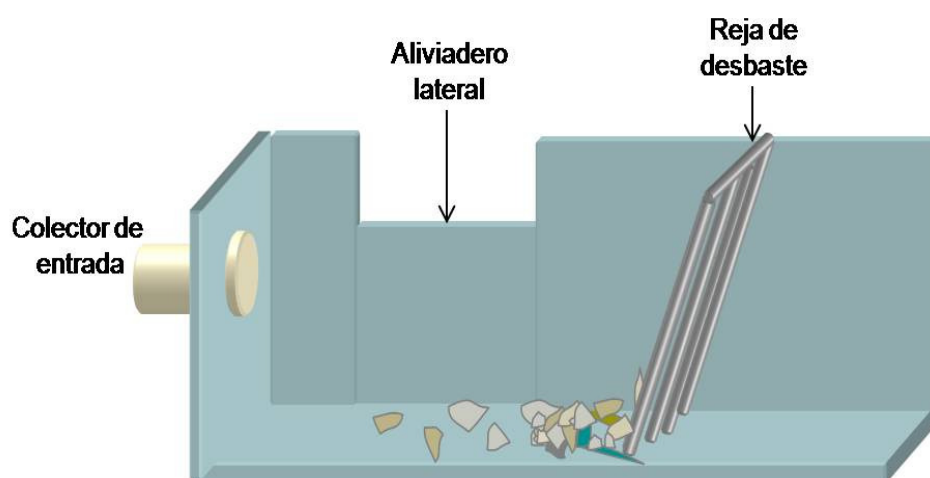


Figura 10. Esquema de un canal de desbaste (zona de separación de gruesos).
Nótese que en este caso el aliviadero está en el propio canal.

El canal se dimensiona con una anchura constante, siendo ésta seleccionada del valor mayor entre el necesario para las rejillas y el calculado para el desarenador. A continuación se expone como se establece el ancho necesario para las rejillas usando los valores recomendados en la Tabla 11.

Tabla 11. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas²⁵.

Características	Reja de Gruesos	Reja de Finos
Modo de funcionamiento	Manual	Automático
Anchura de los barrotes (mm)	>12	<6
Luz entre barrotes (mm)	50-100	10-25
Pendiente en relación a la vertical (grados)		30-45
Velocidad de aproximación (m/s)		0,3-0,6
Pérdida de carga admisible (m)	0,15	0,15

La velocidad de aproximación hace referencia a la velocidad que tiene el agua residual en la zona donde se sitúa la reja.

En primer lugar se fija un valor de partida para el ancho del canal entre 0,20 y 2 m dependiendo del colector de entrada, y luego se determina el ancho útil de paso:

$$W_u = (A_c - n \cdot A_b) \cdot \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad 5-3$$

Siendo,

W_u el ancho útil de paso, en m.

A_c el ancho de canal, en m.

n el número de barrotes.

A_b el ancho de barrotes, en m.

G el grado de colmatación, normalmente se utiliza un valor de 30 %.

El calado necesario para un grado de colmatación determinado se determina:

$$h = \frac{Q}{v} \times \frac{1}{W_u} \quad 5-4$$

Siendo,

h el calado, en m.

Q el caudal de paso, en m³/s.

v la velocidad de aproximación, en m/s.

²⁵ Metcalf and Eddy, Inc. (2003). Wastewater Engineering, Treatment and Reuse. Mc Graw-Hill, Boston, 1819pp.

La longitud necesaria del canal en la zona de las rejillas se determina considerando la velocidad de aproximación del agua y el tiempo hidráulico, que suele ser de 5 a 15 s:

$$L = T_H \cdot v \quad 5-5$$

Donde,

L es el largo del canal, en m.

T_H es el tiempo de retención, en s.

v es la velocidad de aproximación del agua, en m/s.

Para establecer el ancho del canal necesario para el desarenado se utilizan los valores de los parámetros que se presentan en la Tabla 12 bajo el nombre de flujo horizontal. La longitud del canal correspondiente a la zona del desarenador se calcula tomando también los valores del tiempo de retención mostrados en la Tabla 12.

Tabla 12. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenadores.

Parámetro	Intervalo	Valor Valor típico
Flujo horizontal (canales desbaste)		
Carga hidráulica		<70 m ³ /m ² ·hora (a Q _{máx})
Velocidad horizontal del agua	0,2-0,4 m/s	0,3 m/s
Tiempo de retención	45-90 s	60s
Longitud	20-25 veces la altura de la lámina de agua	
Relación Largo-ancho	1,5-3,0	2
Aireados de flujo helicoidal		
Carga hidráulica		<70 m ³ /m ² ·hora (a Q _{máx})
Velocidad horizontal		<0,15 m/s
Tiempo de retención a caudal punta	2 - 5 min	3
Relación longitud anchura	3:1 a 5:1	4:1
Profundidad	2 - 5 m	
Relación anchura-profundidad	1:1 a 5:1	1,5:1,0
Longitud	7,5 a 20 m	
Anchura	2,5 a 7 m	
Suministro de aire	0,20-0,60 m ³ /min	0,5

En primer lugar se determina el largo del canal en la zona de desarenado a partir del tiempo de retención:

$$L = T_H \cdot v_H \quad 5-6$$

Siendo,

L el largo del canal correspondiente a la zona de desarenado, en m.

T_H el tiempo de retención, en s.

v_H la velocidad horizontal del agua, en m/s.

A partir de la relación largo-ancho se determina el ancho del canal:

$$W = \frac{L}{\text{relación largo - ancho}} \quad 5-7$$

Siendo,

W el ancho del canal, en m.

L el largo del canal, en m.

La sección transversal del canal es:

$$A = \frac{Q_{\max}}{V_H} \quad 5-8$$

Siendo,

A la sección transversal, en m².

Q el caudal máximo en m³/h.

V_H la velocidad horizontal del agua, en m/s.

Ya que la sección transversal es igual al ancho del canal por el calado, se determina este último:

$$h = \frac{A}{W} \quad 5-9$$

Siendo,

h el calado, en m.

A la sección transversal, en m².

W el ancho del canal, en m.

Si el valor obtenido de altura del canal para la zona de desarenado es mayor que el calado obtenido para la zona de desbaste de gruesos, se toma como altura definitiva del canal el valor de la zona de desarenado.

A continuación se verifica la carga superficial:

$$C_s = \frac{Q}{L * W} \quad 5-10$$

Siendo,

C_s la carga superficial, en $m^3/m^2 \cdot h$.

Q el caudal en m^3/h .

L , el largo del canal, en m.

W el ancho del canal, en m.

Si la carga superficial es menor de $70 m^3/m^2 \cdot hora$ (a $Q_{máx}$), el dimensionamiento es correcto, de lo contrario, se recomienda aumentar la longitud del canal.

Cuando el aporte de arenas es muy elevado, por ejemplo debido a la presencia de muchas zonas no pavimentadas, y/o hay vertidos industriales que aumentan la carga de aceites y grasas, puede ser conveniente utilizar desarenadores aireados de flujo helicoidal (también conocidos como desarenador-desengrasador). En éstos se introduce aire por la parte inferior del tanque, ocasionando que el agua se mueva en espiral y perpendicularmente a la dirección del flujo principal. De esta manera se logra que las arenas más pesadas sedimenten y la materia orgánica más ligera permanezca en la superficie del agua. La eficiencia de este tipo de desarenadores es mayor que la de los canales de desbaste; sin embargo, no se suelen aplicar en pequeños municipios ya que su uso aumenta significativamente el número de horas requeridas para la operación y mantenimiento de todo el sistema de tratamiento. En la Tabla 12 se muestran los valores recomendados de los parámetros necesarios para dimensionar este tipo de desarenadores.

En general, en los pequeños núcleos el desengrasado se puede realizar en el propio tratamiento primario sin necesidad de requerir unidades específicas para ello. Sin embargo, ante la presencia de grandes cantidades de aceites y grasas, se pueden utilizar unidades desengrasadoras prefabricadas en poliéster reforzado con fibra de vidrio u otros materiales resistentes, que pueden situarse antes del tratamiento primario.

2. Tratamiento Primario

Tiene como objetivo reducir la materia en suspensión. Es un proceso clave para reducir o mitigar el proceso paulatino de colmatación de los sistemas de humedales. Normalmente se utilizan fosas sépticas o tanques Imhoff. En algunos lugares

también se están utilizando técnicas más avanzadas, como los reactores anaeróbicos de flujo ascendente. También se pueden instalar lagunas anaeróbicas en el caso de que el núcleo de población se encuentre suficientemente lejos del sistema de tratamiento (dos kilómetros o más), y dependiendo de los vientos predominantes, de forma que se mitigue la llegada de olores a la población.

Las fosas sépticas se suelen emplear en sistemas de saneamiento autónomo o en núcleos muy pequeños (<200 hab-eq). Los tanques Imhoff se recomiendan para núcleos con 200-500 hab-eq. Para poblaciones mayores se utilizan tanques Imhoff en paralelo. También se pueden utilizar fosas en paralelo. A continuación se describen los aspectos técnicos de fosas y tanques Imhoff. Para el diseño de sistemas anaeróbicos de flujo ascendente y de lagunas anaeróbicas se recomienda seguir las directrices de Mara y Person (1998)²⁶

Fosas Sépticas

Las fosas permiten la sedimentación de la materia en suspensión y su acumulación en el fondo en forma de lodos que se van descomponiendo por vía anaeróbica. A este proceso de descomposición se le suele denominar digestión y permite reducir el volumen de lodos gracias a la producción de gases, principalmente dióxido de carbono y metano. Las burbujas de gas pueden atrapar sólidos haciéndolos flotar y dando lugar con el tiempo a una capa de espuma bastante espesa. La falta de esta capa indica un mal funcionamiento de la fosa.

Aunque hay muchas variantes, las fosas más habituales suelen tener dos o más cámaras cuyo fin es la laminación de los caudales entrantes, de modo que se evite la resuspensión de los sólidos sedimentados (Figura 9). La mayor parte de los sólidos sedimentan en la primera cámara y por tanto es donde hay más lodos. En las siguientes cámaras se produce sedimentación y almacenamiento de los lodos que rebosan de la primera cámara²⁷. Los gases producidos en la fosa se emiten a través de chimeneas. De esta manera se evitan malos olores, que pueden ser especialmente molestos en el caso de saneamiento autónomo. Adicionalmente, las fosas están dotadas de aberturas que permiten su inspección y vaciado.

²⁶ Mara, D.D. y Pearson, H.W. (1998). Design Manual for Waste Stabilization Ponds in Mediterranean Countries. European Investment Bank, Lagoon Technology International, Leeds, UK.

²⁷ Collado, R. (1992). Depuración de Aguas Residuales en Pequeñas Comunidades. Colección Señor 12, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Editorial Paraninfo, Madrid, 128 pp

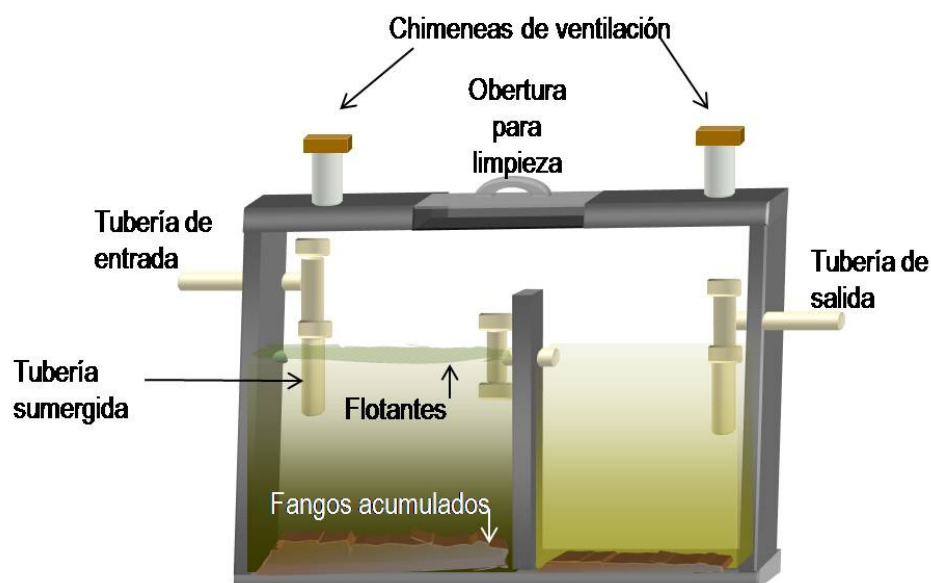


Figura 11. Esquema de una fosa séptica con dos cámaras.

Para el correcto funcionamiento de una fosa séptica se deben tener en cuenta los siguientes condicionantes²⁸:

- ❖ Un contenido de nitrógeno amoniacal menor de 200 mg N/L, de forma que no se inhiba el metabolismo bacteriano.
- ❖ Un volumen de agua de dilución superior a 40 L/hab·día.
- ❖ El uso de un desengrasador cuando la concentración de grasas sea mayor a 150 mg/L, evitando que pasen a los humedales y obturen así el medio granular.
- ❖ Debe haber un resguardo libre sobre el nivel de agua, generalmente de 0,3 m.
- ❖ En las fosas enterradas, la capa de tierra no debe ser superior a 0,4 m para permitir un acceso fácil.

En la Tabla 13 se muestran los valores recomendados de los parámetros de diseño de fosas sépticas.

Tabla 13. Valores recomendados de los parámetros de diseño de fosas sépticas.

Parámetro	Valor recomendado
Volumen mínimo del agua + fangos	$Q_{diario} < 6 \text{ m}^3/\text{d} \dots\dots\dots V = 1,5 \cdot Q_{diario}$ $6 < Q_{diario} < 40 \text{ m}^3/\text{d} \dots\dots\dots V = 4,5 \text{ m}^3 + 0,75 \cdot Q_{diario}$ $Q_{diario} > 40 \text{ m}^3/\text{d} \dots\dots\dots \text{Tanque Imhoff}$
Altura útil del agua	Superior a 1 m
Resguardo (material flotante)	Superior a 0,25 m
Velocidad de acumulación de fango	0,5 L/hab·d
Periodicidad de vaciado de fangos	2-3 años

²⁸ Hernández, A., Hernández, A., y Galán, P. (1996). Manual de Depuración Uralita. Editorial Paraninfo, Madrid, 429 pp.

Compartimientos	2 (2/3 del volumen el primero y 1/3 el segundo) ó 3 (1/2, 1/4 y 1/4 ó, 1/3, 1/3, 1/3)
Tiempo de retención	<10 m ³3 días >10 m ³2 días mínimo: 1 día
Dispositivo de entrada	Tubería sumergida 0,30 m
Dispositivo de salida	Tubería sumergida mínimo 0,30 m y/o 40% de la altura del agua
Dimensiones (A= ancho, L=largo)	4·A>L>2·A

El dimensionamiento de la fosa involucra los siguientes cálculos:

En primer lugar se establece un tiempo de retención del agua y, junto con el caudal diario, se determina el volumen para el agua:

$$V_{\text{agua}} = T_H \cdot Q_{\text{med},d} \quad 5-11$$

Siendo,

V_{agua} el volumen de agua, en m³.

T_H el tiempo de retención, en días.

$Q_{\text{med},d}$, el caudal medio diario, en m³/d.

Basándose en el volumen calculado, a continuación se adopta una altura de agua y una relación largo/ancho, para calcular las dimensiones:

$$V_{\text{agua}} = L \cdot A \cdot h \quad 5-12$$

Siendo,

L el largo, en m.

A el ancho, en m.

h la altura de agua, en m.

Luego se calcula el volumen ocupado por los lodos en función de la velocidad de acumulación y la periodicidad de vaciado:

$$V_{\text{lodos}} = v_{\text{acum}} \cdot 365 \cdot P_{\text{vaciado}} \cdot N \quad 5-13$$

Siendo,

V_{lodos} el volumen ocupado por los lodos, en m³.

v_{acum} la velocidad de acumulación de lodos, en L/hab·día.

P_{vaciado} la periodicidad del vaciado, en años.

N el número de habitantes.

Y, donde la altura del volumen ocupado por los lodos viene dado por:

$$h_{lodos} = \frac{V_{lodos}}{S} = \frac{V_{lodos}}{L * A} \quad 5-14$$

Siendo,

h_{lodos} la altura del volumen ocupado por los lodos, en m.
 S la superficie de la fosa, en m.

Seguidamente, se define la altura del resguardo, lo que permite definir el volumen correspondiente:

$$V_{resguardo} = S \cdot h_{resguardo} \quad 5-15$$

Siendo,

$V_{Resguardo}$ el volumen correspondiente al resguardo, en m³.
 $h_{resguardo}$ la altura del resguardo, en m.

Se establecen el número de compartimentos y su volumen relativo. Finalmente el volumen de la fosa es:

$$V = V_{agua} + V_{lodos} + V_{resguardo} \quad 5-16$$

Siendo,

V el volumen total de la fosa, en m³.

En la actualidad se encuentran en el mercado fosas sépticas prefabricadas para tratar las aguas de núcleos de hasta 200 habitantes. Estas fosas se elaboran en materiales como poliéster reforzado, fibra de vidrio e inclusive hormigón armado.

Tanque Imhoff

También conocido como tanque decantador-digestor, se puede considerar como una modificación de la fosa séptica convencional, en la que están separadas las zonas de decantación y de digestión, una encima de la otra (Figura 12). Los sólidos que sedimentan pasan hacia la zona de digestión a través de unas ranuras existentes en el fondo del compartimento superior. Una vez en la zona de digestión, los lodos son digeridos a temperatura ambiente durante un periodo de 6 meses en zonas

cálidas y un mínimo de un año en zonas templadas o frías²⁹. En el tanque Imhoff se mejora la sedimentación de los sólidos respecto a las fosas al evitar que las burbujas de gases formados durante la digestión los arrastren hacia la superficie. Las burbujas circulan por el exterior de las paredes de la zona de decantación hasta alcanzar la superficie del agua en los laterales o el centro. La aparición de espumas en la superficie de decantación es indicativa de un mal funcionamiento del sistema.

La selección de la geometría del tanque (circular, cuadrada o rectangular) está influenciada por el número de habitantes servidos. Para 500 hab-eq o menos se suelen hacer tanques de planta circular, cuadrada o rectangular con un solo punto de recogida de fangos (Figura 12), mientras que para valores mayores de habitantes se utilizan tanques rectangulares con dos o más puntos de recogida según el tamaño.

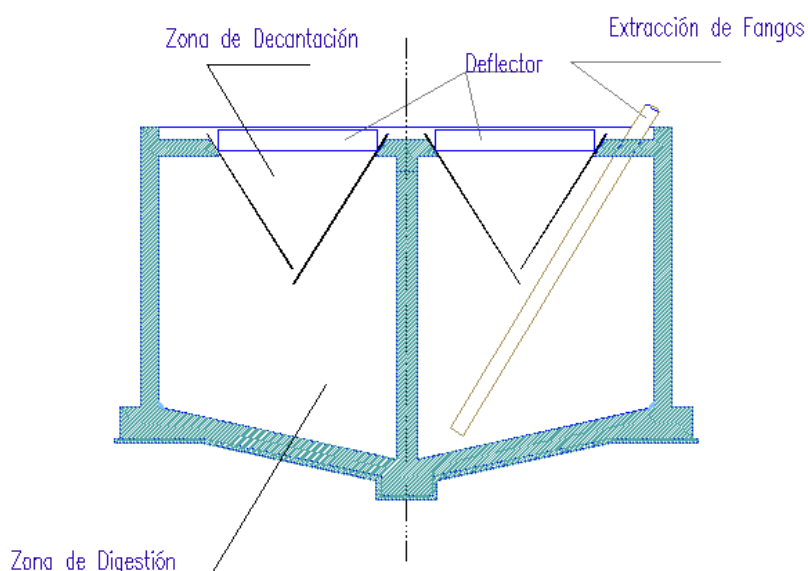


Figura 12. Esquema de la sección de un tanque Imhoff.

En la Tabla 14 se muestran los valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff³⁰.

²⁹ Crites, R. y Tchobanoglous, G. (2000). Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. Ed. McGraw-Hill. 1043 pp.

³⁰ Crites, R. y Tchobanoglous, G. (2000). Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. Ed. McGraw Hill. 1043 pp.

Tabla 14. Valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff.

Parámetro	Unidades	Rango	Valor usual
Zona de decantación			
Carga hidráulica superficial punta diaria	m ³ /m ² ·d	24-40	32
Tiempo de retención a Q _{med}	h	2-4	3
Tiempo de retención a Q _{punta} horario	h	-	1
Velocidad horizontal punta horaria	m/min	-	<0,3
Relación longitud/ancho	-	2/1-5/1	3/1
Pendiente de la cámara de decantación	-	1,25:1,0-1,75:1,0	1,5:1,0
Obertura inferior	m	0,15-0,3	0,25
Pestaña inferior	m	0,15-0,3	0,25
Deflector debajo de la superficie	m	0,25-0,4	0,3
Deflector encima de la superficie	m	0,3	0,3
Resguardo	m	0,45-0,6	0,6
Zona de escape de gases			
Área (% de la superficie total)	%	15-30	20
Anchura ^(a)	m	0,45-0,75	60
Zona de digestión			
Tiempo de digestión	años	0,5-1,5	1,0
Tasa de emisión unitaria de lodos	L/hab·año	100-200	140
Tubería de extracción de lodos	m	0,2-0,3	0,25
Distancia libre hasta el nivel del lodo	m	0,3-0,9	0,60
Profundidad total del agua en el tanque (desde la superficie hasta el fondo)	m	7-9	9

a. La abertura mínima debe ser de 0,45 m para permitir el acceso

Tanque Imhoff rectangular

El diseño de tanques Imhoff considera por separado las zonas de decantación y de digestión. La superficie del tanque viene determinada por la zona de decantación:

$$S = \frac{Q_{punta,d}}{L_{Hpunta,d}} \quad 5-17$$

Siendo,

S la superficie de la zona de decantación, en m²,

Q_{puntad} el caudal punta diario, en m³/h,

L_{Hpuntad} la carga hidráulica superficial punta diaria, en m³/m²·h,

A partir del cálculo anterior y tomando una relación longitud/ancho, se calculan las dimensiones de la superficie de decantación, longitud (L) y ancho (W).

La determinación de la profundidad de la zona de decantación se basa en la geometría de un prisma de longitud igual a la calculada, una altura del deflector establecida, y una base de forma triangular, igual a la de la Figura 13.

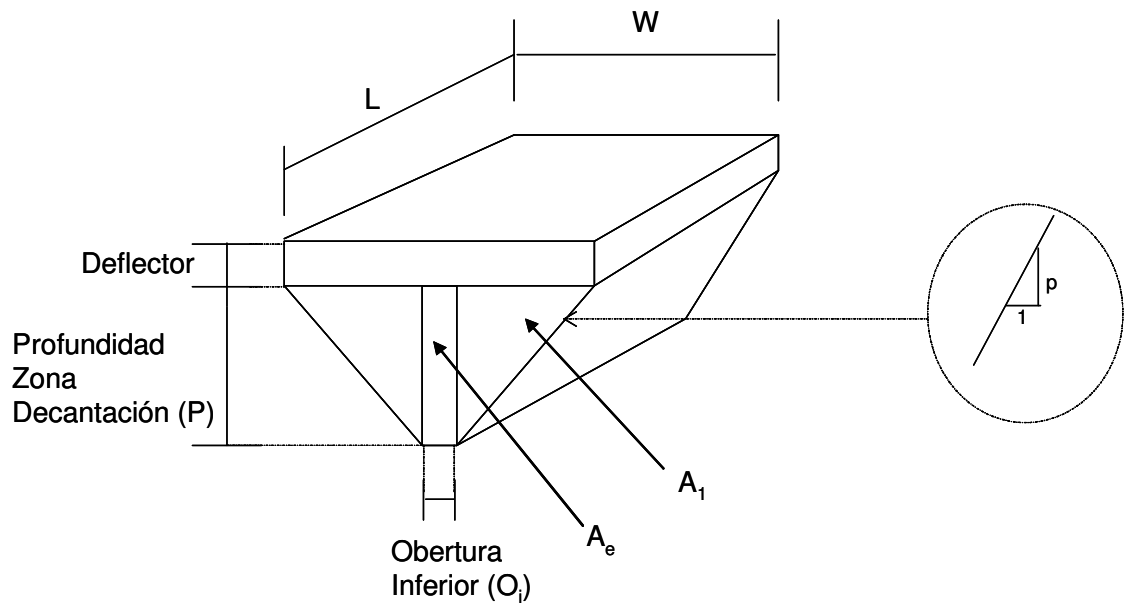


Figura 13. Esquema de la zona de decantación de un tanque Imhoff rectangular.

Una vez definida la pendiente de las paredes de la zona de decantación y el valor de la obertura inferior, se obtienen la profundidad y las superficies A_1 y A_e :

$$P = [(W - O_i) / 2] \cdot p \quad 5-18$$

$$A_1 = [(W - O_i) / 2] \cdot P / 2 \quad 5-19$$

$$A_e = O_i \cdot P \quad 5-20$$

$$A_t = 2 \cdot A_1 + A_e \quad 5-21$$

Siendo,

P la profundidad de la zona de decantación, en m.

O_i la longitud de la obertura inferior, en m.

p la pendiente de la zona de decantación, en m/m.

A_1 , A_e y A_t la superficie del triángulo, rectángulo y la total, en m.

A continuación se calcula el volumen de decantación (que corresponde al volumen del prisma):

$$V_{dec} = (h_{deflector} \cdot S) + (A_t \cdot L) \quad 5-22$$

Siendo,

V_{dec} el volumen de la zona de decantación, en m^3 .

$h_{deflector}$ la altura de la zona sumergida del deflector, en m.

Finalmente se realizan las siguientes comprobaciones:

$$v_{pintah} = \frac{Q_{pintah}}{A_t \times 60} < 0,3 \quad 5-23$$

$$2 < T_H = \frac{V_{dec} \times 24}{Q} < 4 \quad 5-24$$

Siendo,

v_{pintah} la velocidad horizontal punta horaria, en m/min.

Q_{pintah} el caudal punta horario, en m^3/h .

T_H el tiempo de retención medio, en h.

Q el caudal medio, en $m^3/día$.

La superficie de la zona de digestión corresponde exactamente con la superficie total del tanque, siendo esta última a su vez igual a la suma de la superficie de la zona de escape de gases más la zona de decantación:

$$S_t = (1 + \%S_{gas}) \cdot S_{dec} \quad 5-25$$

Siendo,

S_t la superficie total del tanque, en m^2 .

$\% S_{gas}$ porcentaje de la superficie de la zona de escape de gases respecto la superficie total, en tanto por uno.

S_{dec} la superficie de la zona de decantación, en m^2 .

El cálculo del ancho total corresponde a la suma del ancho de la zona de decantación más el ancho de la zona de escape de gases, por lo cual el cálculo de la longitud total es inmediato:

$$W_t = W_{dec} + W_{gas} \quad 5-26$$

$$L_t = \frac{S_t}{W_t} \quad 5-27$$

Siendo,

W_t el ancho total del tanque, en m.

W_{dec} el ancho de la zona de decantación, en m.

W_{gas} el ancho de la zona de escape de gases, en m.
 L_t , la longitud total del tanque, en m.
 S_t , superficie total del tanque.

A continuación se determina el volumen necesario para almacenar los lodos:

$$V_{\text{lodos}} = \frac{VEU \cdot T_d \cdot N}{1000} \quad 5-28$$

Siendo,

V_{lodos} el volumen ocupado por los lodos, en m^3 .
 VEU la velocidad de emisión unitaria de lodos, en $\text{L/hab} \cdot \text{año}$.
 T_d el tiempo de digestión, en años.
 N el número de habitantes.

Para un número de puntos de extracción mayor o igual a dos, y considerando una inclinación de las paredes del fondo de entre 30° - 45° , se calcula la altura del fondo de forma piramidal (Figura 14):

$$h_3 = [(L_t / n) / 2] \cdot \text{tg } \alpha \quad 5-29$$

Siendo,

h_3 la altura del fondo (en la zona piramidal), en m.
 n el número de puntos de recogida de lodos.
 α la inclinación de las paredes del fondo.

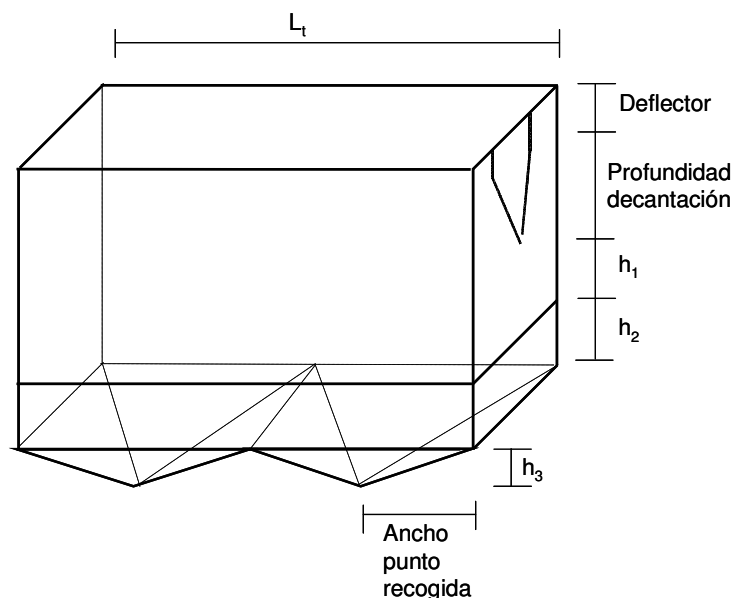


Figura 14 Esquema de un tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos. No se representa el resguardo.

La profundidad de la zona de digestión se determina considerando el volumen necesario para almacenar los lodos:

$$V_{lodos} = (h_2 \times L_t \times W_t) + \left(\frac{1}{3} \times L_t \times W_t \times h_3 \right) \quad 5-30$$

Siendo,

V_{lodos} el volumen necesario para almacenar los lodos, en m^3 .
 h_2 la altura ocupada por los lodos (sin tener en cuenta la altura del fondo, h_3), en m.

Despejando h_2 :

$$h_2 = \frac{V_{lodos} - \left(\frac{1}{3} \times L_t \times W_t \times h_3 \right)}{(L_t \times W_t)} \quad 5-31$$

Tomando los valores recomendados para la distancia entre la obertura inferior de la zona de decantación y la superficie del lodo acumulado, y el resguardo, se puede determinar la profundidad total y el volumen del tanque:

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_1 + h_2 + h_3 \quad 5-32$$

$$V = V_{resguardo} + V_{dec} + V_{lodos} + [h_1 \cdot L_t \cdot W_t] \quad 5-33$$

Siendo,

h_t la profundidad total, en m.
 $h_{resguardo}$ la profundidad de la zona de resguardo, en m.
 h_1 la distancia entre la obertura inferior y la superficie del lodo acumulado.
 V el volumen total del tanque, en m^3 .
 $V_{resguardo}$ el volumen correspondiente al resguardo, en m^3 .

Tanque Imhoff circular

Los criterios de diseño que se utilizan para los tanque circulares son los mismos que los de los rectangulares. Las variaciones hacen referencia a la geometría.

La superficie de la zona de decantación se determina utilizando la ecuación 5.17

A partir de la superficie calculada, se determina el radio:

$$r^2 = \frac{S}{\pi} \quad 5-34$$

Siendo,

r el radio, en m.

La determinación de la profundidad de la zona de decantación se basa en la geometría de un cono de superficie como la calculada anteriormente. Para ello es necesario fijar la altura del deflector, la pendiente y la obertura inferior:

$$P = \left[r - \left(\frac{O_i}{2} \right) \right] \cdot p \quad 5-35$$

Posteriormente, se calcula el volumen de la zona de decantación (volumen del cono):

$$V_{dec} = (S \times O_i) + \left(\frac{1}{3} \times \left[\frac{2r - O_i}{2} \right]^2 \times \pi \times P \right) + \left(\frac{O_i}{2} \right)^2 \times \pi \times P \quad 5-36$$

A continuación se verifican las condiciones establecidas en las ecuaciones 5-23 y 5-24.

La superficie de la zona de digestión se diseña y calcula igual que para los tanques de tipo rectangular, por lo tanto, se utiliza la ecuación 5-25.

El cálculo del diámetro total corresponde a la suma del diámetro de la zona de decantación más el ancho de la zona de escape de gases; luego el cálculo de la longitud total es inmediato:

$$D_t = D_{dec} + 2 \cdot W_{gas} \quad 5-37$$

Siendo,

D_t el diámetro total del tanque, en m.

D_{dec} , el diámetro de la zona de decantación, en m.

W_{gas} el ancho de la zona de escape de gases, en m.

A continuación se determina el volumen necesario para almacenar los lodos según la ecuación 5-28. Y puesto que se trata de un tanque circular sólo tendrá un único punto de extracción de lodos.

Si se considera una inclinación de las paredes del fondo de 30°-45°, se calcula la altura del fondo:

$$h_3 = \left(\frac{D_t}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad 5-38$$

La profundidad de la zona de digestión se determina considerando el volumen necesario para almacenar los lodos:

$$h_2 = \frac{V_{\text{lodos}} - \left(\frac{1}{3} \times \pi \times \left(\frac{D_t}{2} \right)^2 \times h_3 \right)}{\left(\pi \times \left(\frac{D_t}{2} \right)^2 \right)} \quad 5-39$$

Tomando los valores recomendados del resguardo y de la distancia entre la obertura inferior y la superficie del lodo almacenado, se pueden obtener la profundidad y el volumen total del tanque.

$$H_t = \text{Resguardo} + \text{altura del deflector} + \text{altura decantación} + h_1 + h_2 + h_3 \quad 5-40$$

$$V_t = V_{\text{dec}} + V_{\text{dig}} + V_{\text{int}} \quad 5-41$$

$$V_{\text{int}} = h_1 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_t}{2} \right)^2 \quad 5-42$$

Para la implantación de una fosa séptica o un tanque Imhoff se deben tener en cuenta los aspectos geológicos y topográficos de la zona de ubicación, la composición del terreno, el nivel freático, y la proximidad a zonas habitadas.

EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO DE UN PRETRAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO

Se plantea la construcción de un sistema de humedales con pretratamiento (aliviadero, reja de gruesos y desarenador), tratamiento primario (tanque Imhoff) y tratamiento secundario (humedales) para tratar las aguas residuales consideradas en el caso 1 del Capítulo 4.

1) Caudales a considerar

➤ Caudal medio diario ($Q_{\text{med,d}}$) = 200 m³/d.

➤Caudal medio horario ($Q_{med,h}$). Es igual al caudal medio diario dividido entre las horas del día = $(200 \text{ m}^3/\text{d}) / (24 \text{ horas}) = 8,33 \text{ m}^3/\text{h}$.

➤Caudal punta diario ($Q_{punta,d}$). Corresponde al producto del caudal medio diario por el coeficiente punta (Tabla 2), siendo este de 1,7 y por tanto el caudal punta diario de $340 \text{ m}^3/\text{d}$.

➤Caudal punta horario ($Q_{punta,h}$). Se aplica la ecuación 4-1 y se obtiene un caudal de $41,65 \text{ m}^3/\text{h}$.

➤Caudal máximo diario ($Q_{máx,d}$). Se considera como mayoración del caudal punta diario en 2 veces, por lo cual su valor es de $680 \text{ m}^3/\text{d}$.

➤Caudal máximo instantáneo ($Q_{máx,i}$). Este caudal se utilizará para calcular el aliviadero; corresponde con la mayoración del caudal medio en 10 veces, por lo tanto su valor es de $2000 \text{ m}^3/\text{d}$ ($= 83,33 \text{ m}^3/\text{h} = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$). A partir de este caudal el agua empieza a rebosar por el aliviadero.

➤Caudal mínimo diario ($Q_{mín,d}$). Se toma un valor correspondiente al 30% del caudal medio diario, por lo cual su valor es de $60 \text{ m}^3/\text{d}$.

2) ALIVIADERO DE ENTRADA

Considerando por ejemplo que el caudal de lluvia y agua residual (mezclados) que puede llegar a la estación en un instante sea como máximo de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$, se calcula el caudal de vertido, según la fórmula 5-1:

$$Q_v = 0,1 \text{ m}^3 / \text{s} - 0,023 \text{ m}^3 / \text{s} \approx 0,08 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Nótese que este caudal máximo que puede transportar la conducción debe estimarse en cada caso. Se determina la altura del agua en el canal (P) y la altura de la lámina de agua sobre el vertedero (H), para proceder a calcular el caudal por metro lineal de vertedero según la fórmula 5-2.

La altura P se calcula tanto para el caudal de lluvia más alto ($0,1 \text{ m}^3/\text{s}$) como para el caudal máximo instantáneo, considerando una velocidad del agua de $0,9 \text{ m/s}$ cuando ocurren estos dos caudales y un ancho de canal de $0,3 \text{ m}$, de esta forma se obtienen $P_{max, i}$ y P_{lluvia} :

$$\frac{Q(\text{m}^3 / \text{s})}{vel(\text{m} / \text{s}) * ancho(\text{m})} = P(\text{m})$$

$P_{\text{máx},i} = 0,09 \text{ m}$ y $P_{\text{luvia}} = 0,37 \text{ m}$

Si se restan $P_{\text{luvia}} - P_{\text{máx},i}$, se obtiene el valor de H , que es la altura necesaria para evacuar el caudal de vertido. Por lo tanto H es igual a $0,28 \text{ m}$.

A continuación, se determina el caudal por metro lineal de vertedero que se requiere para este valor de H .

$$Q = 1,83 * (1 - (0,2 * H)) * (H)^{1,5}$$

$$Q = 1,83 * (1 - (0,2 * 0,28)) * (0,28)^{1,5} = 0,25 \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \text{m}$$

Se calcula la longitud de vertedero al dividir el caudal de vertido entre el caudal por metro lineal de vertedero:

$$L = \frac{0,08 \text{ m}^3 / \text{s}}{0,25 \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \text{m}} = 0,32 \text{ m}$$

Consideramos una longitud de vertedero de $0,40 \text{ m}$, dando un margen de seguridad a la longitud calculada.

3) CANAL DE DESBASTE

3.1) REJA DE GRUESOS

Se dimensionará una reja con barrotes de 15 mm de ancho, 50 mm de luz entre barrotes, y un grado de colmatación del 30% .

A partir del ancho de canal de $0,3 \text{ m}$ establecido en el apartado anterior, se calculará el ancho útil de paso, aplicando la ecuación 5-3:

$$W_u = (0,3 \text{ m} - 5 \cdot 0,015 \text{ m}) \cdot \left(1 - \frac{30}{100}\right) = 0,16 \text{ m}$$

Se calcula el calado necesario para el grado de colmatación establecido, el caudal máximo horario y una velocidad de paso de $0,3 \text{ m/s}$ utilizando la ecuación 5-4:

$$h = \frac{0,0079 \text{ m}^3 / \text{s}}{0,3 \text{ m} / \text{s}} \times \frac{1}{0,16 \text{ m}} = 0,17 \text{ m}$$

Se proporciona un resguardo de $0,2 \text{ m}$ y se aproxima a una dimensión más estándar, con lo cual el calado definitivo es de $0,4 \text{ m}$, y se toma este valor como la altura en todo el canal.

Para la longitud del canal, tomamos un tiempo de retención de 5 segundos y una velocidad de paso del agua de 0,3 m/s, y aplicando la ecuación 5-5 se obtiene:

$$L = 0,3m / s * 5s = 1,5m$$

3.2)DESARENADOR

Como ya se ha calculado el ancho necesario para el desbaste se partirá de este valor para dimensionar la zona de desarenado, utilizando una velocidad del agua adecuada para sedimentación de arenas de 0,3 m/s, y un tiempo de retención de 60 s.

A partir de una relación largo-ancho de 2, y a partir de la ecuación 5-7 se obtiene una longitud de desarenado de 1 m.

Se determina la sección transversal del canal mediante la ecuación 5-8:

$$A = \frac{[(28,33m^3 / h) / 3600]}{0,3m / s} = 0,026m^2$$

Utilizando este valor, y usando la ecuación 5-9, se calcula el calado:

$$h = \frac{0,026m^2}{0,5m} = 0,05m$$

Como el calado necesario para el desarenado es menor que el calado calculado para el desbaste de gruesos, se toma éste último como el calado de diseño.

A continuación se verifica la carga hidráulica superficial, con la ecuación 5-10:

$$C_s = \frac{28,33m^3 / h}{1m * 0,5m} = 56,66m^3 / m^2 * h$$

Ya que la carga superficial es menor de 70 m³/m²·h (a Q_{máxh}), se acepta el dimensionamiento

Tratamiento Primario

Se diseñará como tratamiento primario un tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de fangos.

4.1) Superficie del tanque y diseño de la zona de decantación:

Para su cálculo se aplica la ecuación 5-17, el caudal punta diario de $340 \text{ m}^3/\text{d}$ y una carga hidráulica superficial de $30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

$$S = \frac{340}{30} = 11,33 \text{ m}^2 \approx 12 \text{ m}^2$$

Tomando una relación longitud/ancho de 2/1, se obtiene un largo de 5 m y un ancho de 2,5 m.

Establecida una altura del deflector debajo de la superficie de 0,3 m, la pendiente de las paredes de 1,6:1 y una obertura inferior de 0,20 m, se hace uso de las ecuaciones 5-18 a 5-21 para obtener la profundidad y las superficies A_1 y A_e :

$$P = [(2,5 \text{ m} - 0,2 \text{ m}) / 2] \cdot (1,6 / 1) = 1,84 \text{ m}$$

$$A_1 = [(2,5 \text{ m} - 0,2 \text{ m}) / 2] \cdot (1,84 / 2) = 1,1 \text{ m}^2$$

$$A_e = 0,2 \text{ m} \cdot 1,84 \text{ m} = 0,37 \text{ m}^2$$

$$A_t = 2 \cdot 1,1 \text{ m}^2 + 0,37 \text{ m}^2 = 2,57 \text{ m}^2$$

A continuación se calcula el volumen de decantación (que corresponde al volumen del prisma) con la ecuación 5-22:

$$V_{dec} = (0,3 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m}) + (2,57 \text{ m}^2 \cdot 5 \text{ m}) = 16,6 \text{ m}^3$$

Finalmente se realizan las siguientes comprobaciones, ecuaciones 5-23 a 5-25:

$$v_{punta} = \frac{41,65 \text{ m}^3 / \text{h}}{2,57 \text{ m}^2 \times 60} = 0,27 \text{ m} / \text{min} < 0,3 \text{ m} / \text{min}$$

$$2h < T_H = \frac{16,6 \text{ m}^3 \times 24 \text{ h} / \text{d}}{200 \text{ m}^3 / \text{d}} = 2h < 4h$$

A continuación se determina ahora la superficie de la zona de digestión con la ecuación 5-26, considerando que la zona de escape de gases es igual al 30% de la superficie total del tanque:

$$S_t = (1 + 0,3) \cdot 12,5 \text{ m}^2 = 16,25 \text{ m}^2$$

Considerando un ancho de la zona de escape de gases de 0,5 m y utilizando la ecuación 5-27 y 5-28, el ancho total y la longitud total corresponden a:

$$W_t = 2,5 m + 0,5 m = 3 m$$

$$L_t = 16,25 m^2 / 3 m = 5,42 m \approx 5,5 m$$

El volumen necesario para almacenar los lodos se determina considerando una velocidad de emisión de 100 L/hab·año, y un tiempo de digestión de 1 año (ecuación 5-29):

$$V_{\text{lodos}} = \frac{100 \text{ L/hab} \cdot \text{año} \cdot 1 \text{ año} \cdot 1000 \text{ hab}}{1000 \text{ L} / m^3} = 100 m^3$$

Se calcula ahora la altura del fondo para una inclinación de las paredes de 30°, mediante la ecuación 5-30.

$$h_3 = [(5,5 m / 2) / 2] \cdot \text{tg } 30^\circ = 0,79 m \approx 0,8 m$$

La profundidad de la zona de digestión, calculada con la ecuación 5-32 es de:

$$h_2 = \frac{100 m^3 - \left(\frac{1}{3} \times 5,5 m \times 3 m \times 0,8 m \right)}{(5,5 m \times 3 m)} = 5,8 m$$

Considerando un resguardo de 0,6 m, una altura total del deflector de 0,6 m, una distancia de 0,6 m entre la obertura inferior de la zona de decantación y la superficie del lodo acumulado, se determina la altura total y el volumen total del tanque, según las ecuaciones 5-33 y 5-34:

$$h_t = 0,6 m + 0,6 m + 1,84 m + 0,6 m + 5,8 m + 0,8 m = 10,24 m$$

$$V = (0,6 m \cdot 16,25 m^2) + (0,3 m \cdot 12,5 m^2) + 16,6 m^3 + 100 m^3 + (0,6 m \cdot 5,5 m \cdot 3 m) = 140 m^3$$

Capítulo 6. Diseño de Humedales de Flujo Horizontal

Los sistemas de flujo horizontal constituyen la primera tipología de humedales de flujo subsuperficial que se desarrolló a escala real. Por tanto, los métodos de dimensionamiento disponibles han sido contrastados y consensuados en múltiples experiencias.

Es importante que el lector tenga en cuenta que un sistema basado en un único humedal horizontal permite eliminar la materia en suspensión y la DBO de forma eficaz y por debajo de los límites de vertido habituales. En el caso de que se desee alcanzar una reducción de nitrógeno significativa es necesario completar el sistema con más unidades de tratamiento (por ejemplo, otros humedales o lagunas). Si se quiere lograr que los rendimientos de eliminación de fósforo y microorganismos indicadores de la contaminación fecal sean significativos, se debe dotar a los humedales (sean horizontales o verticales) de unidades de proceso adicionales.

1. Dimensionamiento

El dimensionamiento de humedales de flujo horizontal se realiza en dos etapas: en la primera se determina la superficie necesaria de tratamiento (dimensionamiento biológico) y en la segunda se establecen las dimensiones geométricas del sistema (dimensionamiento hidráulico).

Dimensionamiento biológico

Para la obtención de las ecuaciones de diseño se supone que los humedales se comportan como reactores de flujo ideal en pistón en los cuales los contaminantes se degradan siguiendo modelos cinéticos de primer orden³¹. Por tanto, el balance de masa para un contaminante es simplemente:

$$\frac{dC}{dt} = -k_v C \quad 6-1$$

Siendo,

C la concentración del contaminante, por ejemplo en mg/L.

³¹ Brix, H. (1994). The Role of Wetlands for the Control of Pollution in Rural Areas. Desing and Use of Constructed Wetlands. Curso CIHEAM-IAWQ. Zaragoza.

k_v la constante de cinética de primer orden, en días⁻¹. El signo negativo en la expresión indica que la concentración de contaminante disminuye a lo largo del tiempo.

Si se integra esta ecuación entre la concentración inicial de contaminante o afluente (C_0 para $t=0$) y la final o efluente (C_1 para $t=t$, siendo este último el tiempo medio de retención hidráulico, en días) se obtiene:

$$\frac{C_1}{C_0} = \exp(-k_v t) \quad 6-2$$

El tiempo medio de retención hidráulico es:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{\varepsilon \times S \times h}{Q} \quad 6-3$$

Siendo,

V el volumen del humedal, en m³.

Q el caudal medio, en m³/d.

ε la porosidad, en tanto por uno.

S la superficie del humedal, en m².

h la profundidad media del humedal, en m.

Sustituyendo t en las dos ecuaciones anteriores y definiendo una nueva constante cinética de primer orden (k_A , en m/d):

$$k_A = k_v \times \varepsilon \times h \quad 6-4$$

$$\frac{C_1}{C_0} = \exp(-k_A S/Q) \quad 6-5$$

Despejando S:

$$S = \frac{Q}{k_A} \ln \left[\frac{C_0}{C_1} \right] \quad 6-6$$

Esta es la ecuación de diseño recomendada para dimensionar la superficie de humedales de flujo horizontal. Los valores de Q y C_0 se determinan a partir de los estudios de caracterización del afluente y el de C_1 se define a partir de los límites de vertido o los objetivos de calidad establecidos por la normativa ambiental vigente.

El valor de k_A lógicamente variará según el contaminante. Para eliminar la DBO es adecuado un valor de $0,08 \text{ m/d}^{32}$. Además, si el sistema se dimensiona para eliminar DBO, a la vez también se va a reducir la materia en suspensión de forma suficiente, ya que estos sistemas son más eficaces para eliminar la materia en suspensión que la DBO. Por otra parte, este mismo dimensionamiento va a permitir reducir el nitrógeno en aproximadamente un 30-60% si el sistema se diseña con una profundidad media de la lámina de agua de 0,3 m. Para estimar qué concentración de nitrógeno total va a haber en el efluente de un sistema diseñado para eliminar DBO se puede usar la ecuación 6-5 con un valor de k_A de $0,025 \text{ m/d}$. Alternativamente también se puede dimensionar el sistema para eliminar nitrógeno utilizando el valor de k_A de $0,025 \text{ m/d}$ y la expresión 6-6.

Los anteriores valores de k_A son válidos para aguas residuales que llegan al humedal (después de los tratamientos previos) con carga media o baja ($\text{DBO}_5 < 250 \text{ mg/L}$). Para cargas más elevadas es conveniente reducir el valor de k_A en un 20%.

Para llevar a cabo un buen dimensionamiento es importante plantearse diferentes escenarios en cuanto a caudales y concentraciones, y observar si para la superficie de diseño determinada con la ecuación 6-6 se cumplen los valores límites de vertido establecidos. En general se acepta que la superficie de diseño es correcta cuando un 95% de las concentraciones de contaminante de los efluentes se encuentran por debajo del límite de vertido.

Una vez determinada la superficie de tratamiento se realiza una verificación final consistente en comprobar que la carga orgánica superficial sea menor de $6 \text{ g DBO/m}^2\cdot\text{d}$. En el caso que el valor obtenido sea superior a éste, se deberá incrementar la superficie necesaria para cumplir este criterio.

Una característica notable de los humedales construidos de flujo subsuperficial es su poca sensibilidad a los cambios de temperatura para eliminar DBO. Numerosos estudios han demostrado que la eficiencia de eliminación de la DBO de los humedales no mejora en verano ni empeora en invierno de forma significativa³³. Es por ello que en este texto no se propone realizar una corrección para la temperatura mediante la expresión de Arrhenius de los valores de las constantes cinéticas de primer orden. En el dimensionamiento de sistemas convencionales esta corrección se realiza habitualmente. No obstante, de forma

³² García J., Aguirre P., Mujeriego R., Huang Y., Ortiz L. y Bayona, J. M. (2004). Initial contaminant removal performance factors in horizontal flow reed beds used for treating urban wastewater. *Wat. Res.*, 38, 1669-1678.

³³ Kadlec, R.H. y Knight, R.L. (1996). *Treatment Wetlands*. CRC Press Boca Raton, 893 pp.

práctica, si el humedal de flujo horizontal se dimensiona para eliminar nitrógeno se debe tener en cuenta que la eficiencia en invierno puede reducirse en un 30% (la temperatura sí que afecta a la eliminación de nitrógeno).

En los humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal que actúan como tratamiento secundario la concentración de fondo de los contaminantes (aquella generada por el propio sistema) puede considerarse despreciable frente a los niveles de los contaminantes presentes en el agua afluente. Sin embargo, cuando el humedal forma parte de un tratamiento de afino (por ejemplo de una planta de fangos activados o de un sistema vertical) es conveniente tener en cuenta la concentración de fondo, y en ese caso, la ecuación 6-6 se modifica de la siguiente manera:³⁴

$$S = \frac{Q}{k_A} \ln \left[\frac{C_0 - C^*}{C_1 - C^*} \right] \quad 6-7$$

Siendo,

C^* la concentración de fondo, en las unidades que corresponda según el contaminante.

Para calcular la concentración de fondo se dispone de las siguientes expresiones:

Para la DBO_5 $C^* = 3,5 + 0,053C_0$, $0 < C_0 < 200 \text{ mg/L}$ 6-8

Para la MES $C^* = 7,8 + 0,063C_0$ 6-9

Para el nitrógeno total: $C^* = 1,5 \text{ mg/L}$

Para el fósforo total: $C^* = 0,02 \text{ mg/L}$

Dimensionamiento hidráulico

El dimensionamiento hidráulico sirve para determinar las dimensiones del sistema (anchura y longitud) una vez conocida su superficie. El dimensionamiento hidráulico se realiza aplicando la Ley de Darcy, que describe el régimen del flujo en un medio poroso, mediante la siguiente ecuación:

$$Q = k_s \cdot A_s \cdot s \quad 6-10$$

³⁴ Kadlec, R.H. y Knight, R.L. (1996). Treatment Wetlands. CRC Press Boca Raton, 893 pp.

Siendo,

Q el caudal, en m^3/d .

k_s la conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo, en $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

A_s es la sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, en m^2 .

s es el gradiente hidráulico o pendiente (dh/dL), en m/m .

Como caudal se recomienda tomar el máximo diario para asegurarse de que el sistema absorberá bien las puntas de caudal. No se deben utilizar caudales puntas horarios ya que originan sistemas excesivamente anchos y poco largos.

La conductividad hidráulica varía en función de la cantidad y del tamaño de los huecos del medio granular utilizado. En la Tabla 15 se muestran órdenes de magnitud estimados de la conductividad hidráulica (k_s) para algunos materiales granulares limpios que podrían utilizarse como sustrato en estos sistemas. La conductividad hidráulica con el paso del tiempo se va reduciendo por retención de sólidos y crecimiento del biofilm, especialmente en la zona de entrada. Es por ello que se recomienda adoptar un factor de seguridad para k_s de 7 como mínimo.

Tabla 15. Órdenes de magnitud de la conductividad hidráulica (k_s) en función del tipo de material granular utilizado como sustrato en un humedal construido de flujo subsuperficial.³⁵

Tipo de sustrato	Tamaño efectivo D_{10} (mm)	Porosidad (%)	Conductividad hidráulica K_s ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$)
Arenas graduadas	2	28-32	100-1000
Arenas gravosas	8	30-35	500-5000
Gravas finas	16	35-38	1000-10 000
Gravas medianas	32	36-40	10 000-50 000
Rocas pequeñas	128	38-45	50 000-250 000

Los valores de la pendiente (s) que se suelen utilizar varían en el rango de 0,01 a 0,02 m/m ³⁶. Es conveniente que la pendiente no sea superior a 0,02 m/m para evitar que los costes de excavación sean elevados. No obstante, esto se debe evaluar en cada proyecto en particular, ya que dependiendo de la longitud del sistema quizá una pendiente algo mayor no aumenta excesivamente estos costes.

³⁵ Reed, S.C., Crites, R.W. y Middlebrooks, E.J. (1995). Natural Systems for Waste Management and Treatment. Second edition. McGraw Hill. 433 pp

³⁶ Cooper, P.F., Job, G.D., Green, M.B. y Shutes, R.B.E. (1996). Reed Beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. WRc Swindon, UK. 184 pp.

Las dimensiones del humedal se determinan entonces:

$$A_s = \frac{Q_{med,d}}{k_s \cdot s} \quad 6-11$$

Siendo,

$Q_{med,d}$, el caudal medio diario, en m^3/d .

Calculada el área de la sección transversal, y una vez fijada la profundidad (h), se determina el ancho del humedal:

$$W = \frac{A_s}{h} \quad 6-12$$

Siendo,

W el ancho, en m.

h la profundidad, en m.

Conocido el ancho y teniendo en cuenta la superficie determinada con el dimensionamiento biológico se determina la longitud del sistema:

$$L = \frac{S}{W} \quad 6-13$$

Siendo,

L la longitud, en m.

Por último se debe verificar que la relación largo:ancho sea como mínimo 1:1. En caso de que no se cumpla esta condición, es decir, que el largo sea mayor que el ancho (que es lo que suele suceder en la mayoría de los casos), se debe dividir la superficie total en diferentes celdas que funcionarán en paralelo, que sí cumplan este criterio.

2. Selección de la ubicación

La selección de la ubicación de un sistema de humedales se realiza en función de variables que fundamentalmente afectan a su proceso constructivo y a los costes que éste conlleva, destacándose la accesibilidad, el precio y la calidad del terreno, la climatología y geología de la zona, entre otros.

Los humedales se deben situar en zonas llanas o con muy poca pendiente y que permitan a ser posible la circulación del agua por gravedad en todos los elementos de la depuradora. Las llanuras

próximas a los ríos aún cuando cumplen esta condición no son siempre adecuadas ya que pueden necesitar de diques de protección contra las inundaciones.

Por otra parte, los sistemas deben situarse alejados de zonas con bastante pendiente o taludes susceptibles de ser erosionados, puesto que si los materiales son arrastrados y entran en los humedales pueden acelerar el proceso de colmatación. En cualquier caso se deberá evaluar las medidas necesarias para evitar la entrada de finos en los humedales.

3. Configuración

Como se ha indicado anteriormente, una vez determinadas las dimensiones del sistema se divide la superficie en un número adecuado de celdas en paralelo. Aunque las dimensiones del sistema no hagan que sea preciso dividirlo en celdas, se recomienda tener como mínimo 2 celdas para asegurar una mejor distribución uniforme del agua residual en todo el lecho, así como para dar flexibilidad al sistema durante su explotación. Esta configuración durante operaciones de mantenimiento o reparación de averías permite que el sistema siga operativo. Sólo en sistemas muy pequeños como saneamientos autónomos (donde se puede controlar bien la producción de agua residual) es admisible construir sistemas con una única celda.

4. Sistemas de distribución y recogida

El objetivo de los sistemas de distribución y recogida es fundamentalmente garantizar una buena distribución y recogida del agua, respectivamente. Si el caudal no se reparte equitativamente en todo el ancho del sistema se generarán zonas muertas, circuitos preferentes, y lo que es más grave, mayor riesgo de colmatación en la zona donde se vierta mayoritariamente el agua.

El caudal de agua procedente del tratamiento previo deberá dividirse equitativamente en correspondencia con el número de celdas que tenga el sistema. Esto se realiza en arquetas en las que se encuentran aliviaderos. Estas arquetas pueden ser construidas mediante elementos prefabricados o pueden ser armadas *in situ*.

En la Figura 15 se muestra un esquema de una arqueta de distribución. Como norma general las arquetas deben ser suficientemente grandes para permitir de forma cómoda su limpieza. La tapa deberá ser metálica o de polietileno, y perforada para permitir la expulsión de gases y una rápida inspección visual, además debe ser resistente al ataque ácido. La tapa debe

soportar como mínimo el peso de dos personas. Las dimensiones de ésta deben ser como mínimo de 0,7 x 0,7 m.

El agua procedente del tubo de entrada se encontrará con un deflector (disipador de energía) que puede consistir en una chapa metálica o una pared de ladrillos colocada perpendicular al flujo y que tiene como objetivo reducir la velocidad del agua en la arqueta y evitar circuitos preferenciales en ésta. Dependiendo de la velocidad del agua quizá será necesario colocar 2 o más deflectores. Los vertederos se construirán en forma de chapa metálica mecanizada o una pieza de plástico resistente al ataque ácido lo que permitirá que estén perfectamente alineados. Habrá tantos vertederos como celdas. La chapa se instalará perfectamente recta de manera que se evitarán reparticiones diferenciales. El tiempo de retención del agua en las arquetas no es un parámetro clave, pero debe ser el mínimo posible (del orden de 15 a 45 s). Las separaciones entre las estructuras interiores de las arquetas deben ser suficientes para ser accesibles a los tubos de succión de un camión cisterna (como mínimo 0,2 m).

En la Figura 16 se muestra una imagen de una arqueta durante su construcción. La tapa se ha levantado para poder observar el interior. Cuando el agua entra se encuentra con una pared perpendicular de ladrillos que actúa de deflector. El agua atraviesa la pared a través de los agujeros de los ladrillos y llega hasta una chapa metálica con tres vertederos que dividen equitativamente el caudal en tres partes. En el momento en que se tomó esta imagen todavía no se habían conectado los tubos de entrada y salida.

Los tubos que conducen el agua desde las arquetas hasta las celdas deben tener a la salida de la arqueta una válvula para cerrar las conducciones durante operaciones de mantenimiento. Cuando se cierran éstas válvulas el agua circula por un paso alternativo (by-pass), sin pasar por los humedales.

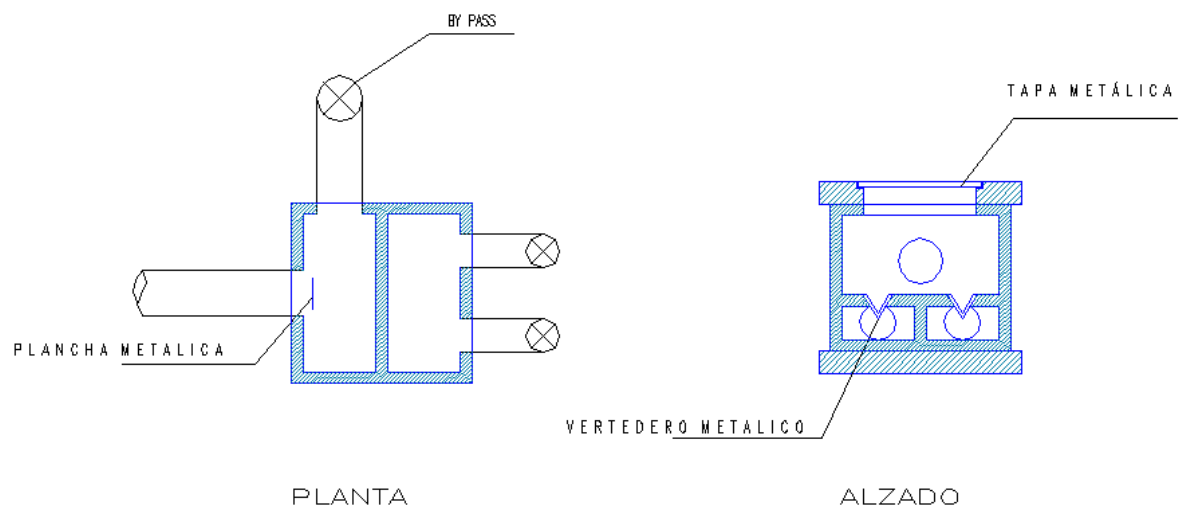


Figura 15. Esquema de una arqueta de distribución.



Figura 16. Arqueta de repartición durante su construcción.

Las tuberías de un sistema de humedales lógicamente deben tener un diámetro que permita transportar el caudal necesario en cada caso. Como norma general las tuberías deben funcionar como máximo con una altura de lámina de agua igual a un 70-75% del diámetro de la tubería, para intentar lograr que el flujo sea en lámina libre. Los diámetros utilizados por tanto varían en función del caudal, siendo recomendable que la velocidad de circulación no sea mucho menor de 1 m/s. Aunque depende del tamaño de cada instalación, en general se intentará utilizar diámetros de como mínimo 100 mm (para evitar obstrucciones). Sólo en instalaciones muy pequeñas (saneamiento autónomo) es aconsejable usar diámetros menores.

A continuación de los vertederos, el agua llega a cada una de las celdas en que está constituido el sistema de humedales a través de lo que se conoce como zona de entrada. Después de circular por el humedal, el agua se evacua por lo que se denomina zona de salida. En la Figura 17 se muestra un esquema de las zonas de entrada y salida. La zona de entrada está constituida por dos elementos: un sistema de vertido y una franja de material granular de gran tamaño (>100 mm de diámetro) situada ya propiamente dentro de la celda. Estos elementos tienen como objetivo que el agua se reparta uniformemente en la cabecera de cada celda.

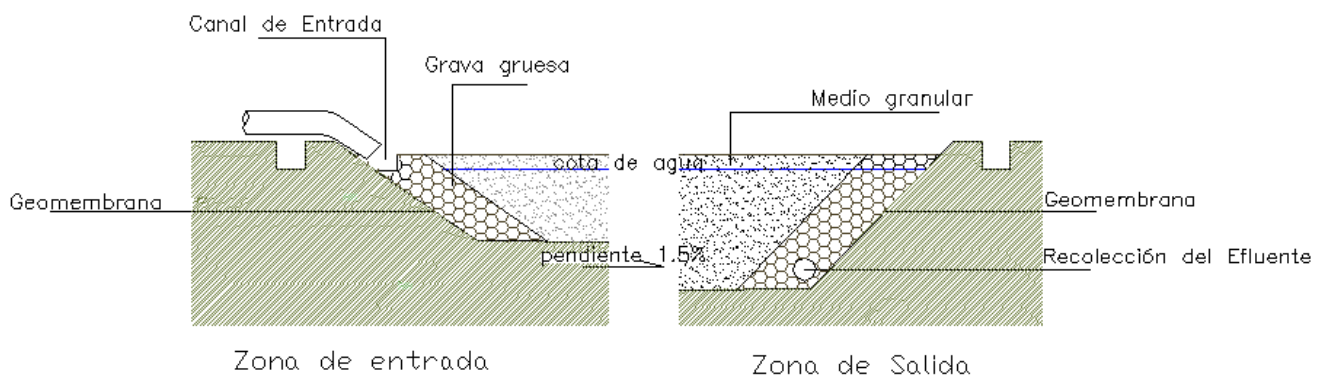


Figura 17 Zona de entrada y salida en un humedal de flujo subsuperficial horizontal.

En muchos sistemas de humedales la repartición del agua afluyente se ha realizado convencionalmente con tuberías perforadas asentadas sobre el medio granular. No obstante, se desaconseja este tipo de estructura, ya que consolidaciones diferenciales de la tubería de entrada afectan su nivelación y acaban vertiendo más por un lado que por otro.

En sistemas pequeños con una anchura menor de 20 m una buena solución es dividir el caudal en una arqueta y verter el agua

mediante tuberías directamente sobre la celda. Los puntos de vertido deben estar separados entre sí un máximo de 3 m. Por otro lado, en sistemas de mayores dimensiones la solución que ofrece mayores garantías es la de construir un canal con vertederos que distribuyen el agua de forma homogénea en todo lo ancho de la celda. El canal se construye en hormigón y los vertederos consisten en piezas metálicas o de plástico.

En la Figura 18 se muestra una imagen de un canal de vertido. A la izquierda del canal se ven unas planchas que se colocan encima del canal y que se apoyan sobre un cordón metálico existente a ambos lados del canal. Esta estructura permite que el canal esté parcialmente tapado; sólo cuando se procede a su limpieza se destapa. El agua una vez en el interior del canal rebosa por un vertedero continuo y cae encima de una pequeña rampa de hormigón hasta alcanzar la franja de material granular de gran tamaño. En la imagen esta franja se puede diferenciar bien respecto del resto del material granular. Cuando se tomó la imagen recientemente se había podado la vegetación.



Figura 18. Canal de vertido en un humedal de flujo horizontal.

La franja de material granular de gran tamaño (compuesta de rocas de más de 100 mm de diámetro) de la zona de entrada está nivelada con el resto del medio granular y se caracteriza por tener una elevada conductividad hidráulica. Esta franja debe construirse a lo largo de los primeros 2 m del humedal y no se planta; de hecho debe mantenerse libre de vegetación para evitar posibles

colmataciones. En la Figura 19 puede observarse una franja perfectamente visible por estar exenta de vegetación. Nótese un cierto encharcamiento en la parte inferior de la imagen. En este caso el sistema de vertido estaba constituido por una tubería perforada que se enterró bajo las rocas.



Figura 19. Franja de material granular de gran tamaño en la zona de entrada de un humedal de flujo subsuperficial horizontal

La zona de salida está constituida también por dos elementos: un sistema de recogida y una franja de material granular de gran tamaño situada en el tramo final de la celda. Esta franja tiene las mismas características que la franja que hay en la zona de entrada.

El sistema de recogida consta de una tubería de drenaje y una arqueta de salida. La tubería de drenaje está perforada para permitir el paso del agua pero no del árido de gran tamaño. Existen tuberías de drenaje en el mercado con ranuras totales (en todo su perímetro, 360°), parciales (en un arco de 220°) o miniranuradas (ranuras en un arco de 108°). También se puede obtener una tubería de drenaje taladrando una tubería convencional (agujeros por ejemplo de 5 mm). En cualquier caso la tubería de drenaje se coloca sobre el fondo de la celda y se conecta a un tubo que atraviesa el talud hasta llegar a una arqueta donde la conducción termina en forma de "L" invertida; la

altura a la que se coloque el extremo superior de esta conducción permite controlar el nivel de agua dentro de la celda (Figura 20).

La arqueta de salida debe construirse con unas dimensiones que permitan una fácil limpieza. El final de la conducción de drenaje consiste normalmente en tubos flexibles cuya altura se puede regular por medio de cadenas o hilos que van cogidos a la pared de la arqueta. Alternativamente puede ser un tubo rígido conformado por anillos que se pueden enroscar y desenroscar según el nivel de agua deseado. Nótese que esta conducción debe permitir el vaciado total de la celda si en algún momento es necesario. Además esta conducción debe ser de buena calidad o por el contrario en poco tiempo acaba rompiéndose en la zona curva de la “L” invertida. Con frecuencia los pasos alternativos (by-pass) del sistema van frecuentemente a parar a la arqueta de salida, y de ahí al medio receptor.

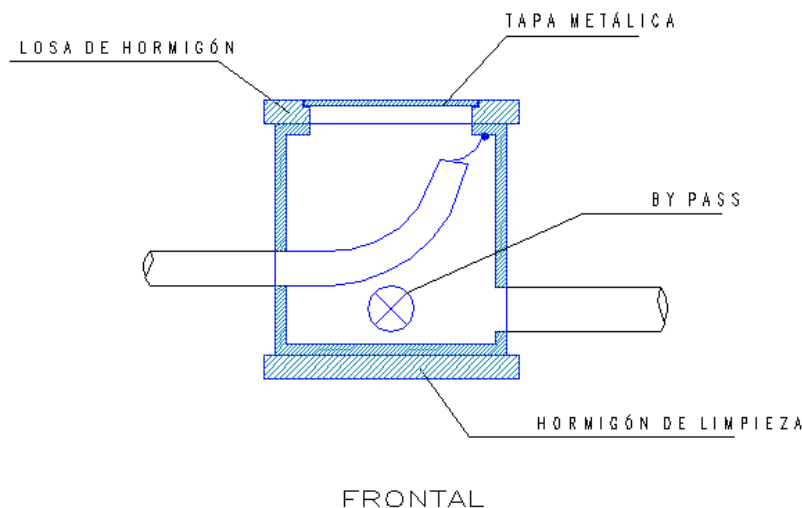


Figura 20. Arqueta de salida de un humedal de flujo subsuperficial horizontal

5. Medio granular

El medio granular propiamente del humedal está delimitado por las zonas de entrada y salida. Éste debe estar limpio (exento de finos) ser homogéneo, duro, durable y capaz de mantener su forma a largo plazo. Además, debe permitir un buen desarrollo de las plantas y del biofilm. Los materiales graníticos con diámetros medios de alrededor de 5-6 mm ofrecen muy buenos resultados.

En los sistemas horizontales, clásicamente el medio granular se ha proyectado con un espesor de 0,6 m, de manera que si el agua

queda 5 cm por debajo del nivel del medio, resulta que la profundidad del agua es de 0,55 m. No obstante, investigaciones recientes indican que humedales con profundidades medias de agua de 0,3 m y espesores de medio granular de 0,35 m ofrecen muy buenos resultados³⁷. Además en este caso se pueden alcanzar reducciones del 60% de nitrógeno.

6. Impermeabilización

La impermeabilización de la celda tiene como objetivo asegurar la contención de las aguas en el interior de las celdas evitando así infiltraciones que puedan contaminar las aguas subterráneas. La impermeabilización se realiza en los taludes de la zona de entrada, de salida de los laterales y del fondo de la celda.

Dependiendo de las condiciones locales puede ser suficiente una adecuada compactación del terreno. En otros casos será necesario realizar aportaciones de arcilla o utilizar geomembranas. Aunque es menos habitual también se pueden usar capas de bentonita, asfalto o tratamientos químicos que eviten infiltraciones al terreno pero que, a su vez no produzcan efectos negativos en ningún elemento de los humedales.

Las capas de arcilla se disponen de forma que se alcance una permeabilidad inferior a 10^{-6} cm/s. En la mayoría de sistemas de humedales se han instalado láminas sintéticas de caucho EPDM (etileno propileno dieno monómero), de PVC o de polietileno de alta densidad. En el mercado se pueden encontrar láminas con espesores que suelen oscilar entre 1 mm y 2 mm. La experiencia indica que la utilización de espesores cercanos a 1 mm, dan buenos resultados. No obstante, cada caso debe ser evaluado en particular. El método más utilizado para anclar las geomembranas se basa en utilizar una zanja periférica, que consiste en una excavación a un metro de la cresta del talud, con unas dimensiones mínimas de $0,3 \times 0,3$ m en la cual se fija la lámina mediante el relleno de la propia zanja.

Dependiendo de las características del terreno y del tipo de geomembrana puede ser necesario protegerla exteriormente con un geotextil. También puede ser necesario protegerla interiormente con otro geotextil si el material granular es de más de 5 mm de diámetro y tiene aristas (se habla de tipo sándwich en este caso al haber geotextil interno y externo). Los requerimientos de geotextiles y de sus características deben ser determinados a

³⁷ García J., Aguirre P., Mujeriego R., Huang Y., Ortiz L. y Bayona, J. M. (2004). Initial contaminant removal performance factors in horizontal flow reed beds used for treating urban wastewater. *Wat. Res.*, 38, 1669-1678.

partir de los estudios geotécnicos y para ello es recomendable consultar con una empresa especialista en geomembranas.

7. Plantación

En general se obtienen buenos resultados con plantaciones monoespecíficas de carrizo (*Phragmites australis*), espadaña (*Typha latifolia* o *T. angustifolia*) o juncos (*Scirpus lacustris*). No es necesario utilizar especies diferentes en una misma instalación ya que la eficiencia del sistema no se ve muy afectada. En Europa la planta más utilizada es el carrizo, con densidades de plantación de 3 ejemplares por metro cuadrado.

La plantación puede realizarse de plántulas que han sido previamente cultivadas en vivero o bien de rizomas que se obtienen de otros sistemas de humedales construidos o de humedales naturales (en estos dos últimos casos será necesario disponer de los permisos adecuados).

Es muy común cuando se plantea un proyecto de humedales que los promotores muestren una cierta desconfianza sobre el éxito del crecimiento de los vegetales plantados. No obstante, estas plantas si tienen agua, luz y nutrientes crecen muy rápido y dan muy buenos resultados. Hay que vigilar la luz ya que suelen ser plantas que necesitan un buen grado de insolación. Salinidades extremas (muy superiores a las que se encuentran normalmente en las aguas residuales urbanas) también pueden afectar a su crecimiento, aunque en general son bastante tolerantes a la salinidad.

EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO DE UN TRATAMIENTO CON HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL

Continuando con los datos de caudales establecidos para el ejemplo de dimensionamiento del pretratamiento y tratamiento primario del Capítulo 5, se diseña un humedal de flujo subsuperficial horizontal que realice el tratamiento secundario

1) Dimensionamiento biológico

A partir de la ecuación 6-6 se obtiene la superficie necesaria para eliminar la DBO con una concentración del 70% de la inicial (se considera que en el Tanque Imhoff ésta se redujo en un 30%, es decir: $200 \text{ mg/L} \cdot 0,7 = 140 \text{ mg/L}$), para obtener un efluente con concentración menor a 20 mg/L . El valor de k_A es de $0,08 \text{ m/d}$:

$$S = \frac{200 \text{ m}^3 / \text{d}}{0,08 \text{ m} / \text{d}} \ln \left[\frac{140 \text{ mg} / \text{L}}{20 \text{ mg} / \text{L}} \right] = 4865 \text{ m}^2$$

Se tomará una profundidad del agua de 0,3 m para potenciar la eliminación de nitrógeno.

A continuación se verifica que la carga orgánica superficial sea menor de 6 g DBO/m²·d.

$$C_s = \frac{Q \cdot C_o}{S} = \frac{200 \text{ m}^3 / \text{d} \cdot 140 \text{ g DBO}_5 / \text{m}^3}{4865 \text{ m}^2} = 5,75 \text{ g DBO} / \text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Complementariamente se realiza una estimación de la capacidad del sistema para eliminar nitrógeno considerando un valor de $k_A = 0,025 \text{ m/d}$, y teniendo en cuenta que la concentración de amonio en el agua residual es de 50 mg/L (nótese que en este ejemplo se considera que el nitrógeno del agua residual está exclusivamente en forma de amonio, lo cual es bastante cierto).

$$C_1 = \frac{C_o}{e^{\left(\frac{S \cdot K_A}{Q}\right)}} = \frac{50 \text{ mg} / \text{L}}{e^{\left(\frac{4865 \text{ m}^2 \cdot 0,025 \text{ m} / \text{d}}{200 \text{ m}^3 / \text{d}}\right)}} \approx 27 \text{ mg} / \text{L}$$

La concentración de nitrógeno en el efluente será de 27 mg/L, es decir, una reducción de casi el 50%. Casi todo el nitrógeno efluente estará en forma de amonio.

2) Dimensionamiento hidráulico

Se determina la sección transversal del humedal aplicando la ecuación 6-11, con un valor de conductividad hidráulica de 3000 m³/m²·d para gravas de diámetro 5 mm, con una reducción de 5 (factor de seguridad) y una pendiente del lecho de 0,01 m/m.

$$A_s = \frac{200 \text{ m}^3 / \text{d}}{(3000 / 5 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}) * 0,01 \text{ m} / \text{m}} = 33,3 \text{ m}^2$$

Calculada el área de la sección trasversal, y una vez fijada la profundidad, se determina el ancho aplicando la ecuación 6-12:

$$W = \frac{33,3 \text{ m}^2}{0,3 \text{ m}} \approx 111 \text{ m}$$

Conocido el ancho y teniendo en cuenta la superficie determinada con el dimensionamiento biológico se determina la longitud del sistema (ecuación 6-13):

$$L = \frac{4865m^2}{111m} \approx 44m$$

Ya que la longitud largo-ancho es menor que 1:1, se divide la superficie total en varias celdas, en este caso serán 3 celdas de ancho igual a 37 m y largo de 44 m.

Capítulo 7. Diseño de Humedales de Flujo Vertical

Los sistemas de flujo vertical aparecieron como un desarrollo lógico de los sistemas horizontales con el objetivo de mejorar su eficiencia, sobre todo para potenciar la nitrificación. Éstos se diseñan con flujo intermitente, es decir, tienen fases de llenado, reacción y vaciado, lo que les confiere propiedades muy diferentes respecto a los sistemas horizontales. La intermitencia en la alimentación mejora mucho la transferencia de oxígeno y por tanto el medio granular se encuentra en condiciones más oxidadas si se compara con lo que se observaría en un sistema de tipo horizontal. Esto permite que los sistemas verticales puedan operar con cargas superiores a las de los horizontales (entre 20 y 40 g DBO/m².día³⁸) y por tanto ocupan menor espacio para tratar un mismo caudal. Esto ha provocado un interés creciente por estos sistemas, siendo los que en la actualidad más se están aplicando, muchas veces en combinación con humedales horizontales para dar lugar a los llamados sistemas híbridos. El problema de la colmatación hay que vigilarlo mucho en los sistemas verticales dado que operan a cargas mayores. Un inconveniente de los sistemas verticales es que suelen tener mucha pérdida de carga con lo que frecuentemente requieren de bombeos.

Los sistemas verticales clásicamente constan de dos o más etapas en serie. Las configuraciones más habituales son dos sistemas verticales seguidos o bien uno vertical seguido de otro horizontal (sistema híbrido). El lector debe tener en cuenta que con sistemas de tipo vertical o híbridos es posible eliminar más de un 90% de la materia en suspensión, de la DBO y del nitrógeno. Si se requiere eliminar nitrógeno, los sistemas verticales son especialmente indicados.

Se recomienda al lector leer el Capítulo 6 para completar aspectos técnicos de los humedales verticales puesto que son similares o idénticos a los horizontales (por ejemplo diámetros de tuberías, impermeabilización y plantación).

³⁸ Cooper P.F. (2003). Sizing vertical flow and hybrid constructed wetland systems. En: *The Use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment in constructed Wetlands*, 1st International Seminar. Dias V. y Vymazal J. (eds.), Instituto Nacional da Água, Lisbon, Portugal, pp. 195-218.

1. Dimensionamiento y configuración

El dimensionamiento de los sistemas verticales se realiza mediante la aplicación de reglas prácticas basadas en superficies unitarias (superficie requerida por habitante equivalente). En la actualidad no se dispone de metodologías más racionales, aunque se han hecho intentos basados en el establecimiento de las tasas de transferencia de oxígeno.

Como norma general los sistemas se pueden dimensionar tomando $2,5 \text{ m}^2/\text{hab-eq}$ ³⁹ (siendo recomendable considerar en el caso de pequeños municipios $1 \text{ hab-eq} = 40 \text{ g/DBO.día}$ ⁴⁰). En este caso, si el sistema está formado por dos etapas verticales correspondería por ejemplo a $1,25 \text{ m}^2/\text{hab-eq.etapa}$ (otras combinaciones en cuanto a distribución de la superficie son posibles siempre y cuando la superficie de la primera etapa sea mayor que la de la segunda).

En cada una de las etapas se requiere de celdas con la misma superficie para facilitar su rotación y lograr así alternar fases de llenado, reacción y vaciado (aireación)⁴¹. Esto se puede conseguir dividiendo cada una de las etapas en un número par de celdas (por ejemplo, 2 y 2 como se muestra en la Figura 21).

³⁹ Cooper P. (2005). The performance of vertical flow constructed wetland systems with special reference to the significance of oxygen transfer and hydraulic loading rates. *Wat. Sci. Tech.* 51 (9), 91-97.

⁴⁰ Barrera, A. (1999). *Análisis y Caracterización de los Parámetros de las Aguas Residuales Necesarios para el Dimensionamiento de Estaciones Depuradoras de Menos de 2000 hab.-eq.* Tesina de Especialidad, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 110 pp.

⁴¹ O'Hogain, S. (2004). The design of vertical and hybrid subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment. En: *Nuevos Criterios para el Diseño y Operación de Humedales Construidos*. García, J., Morató, J. y Bayona, J.M. Editores, CPET-Centro de Publicaciones del Campus Nord, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, pp. 71-79.

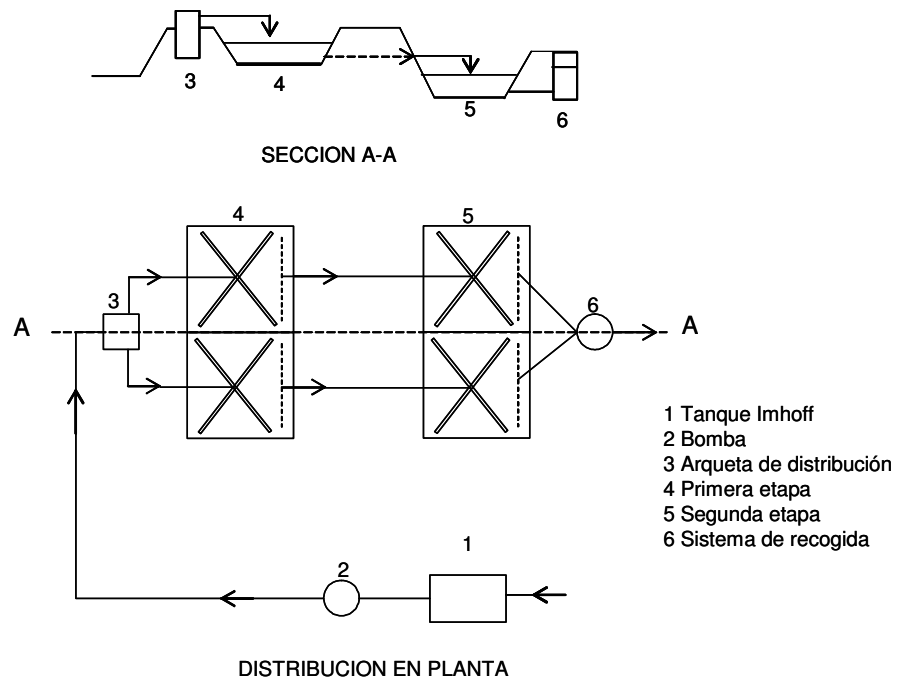


Figura 21 Línea de proceso de un humedal de flujo subsuperficial vertical. Adaptado de O'Hogain (2004).

Las celdas pueden ser cuadradas o algo rectangulares dependiendo de la forma de la parcela disponible. La forma no es un aspecto muy importante en humedales verticales.

2. Sistemas de distribución y recogida

Los humedales verticales requieren de una arqueta de distribución que permita la rotación de las celdas mediante un sistema de válvulas que puede ser de tipo automático o manual. En este último caso los operarios deberán ser los encargados de abrir y cerrar las válvulas.

La dosificación de agua se realiza en 4-6 pulsos diarios. En los sistemas con bombeo no hay ningún problema para que el agua llegue a la arqueta (por ejemplo desde una fosa séptica) y se dosifique a pulsos. En los sistemas que funcionan por gravedad los pulsos se obtienen mediante la utilización de sifones que pueden estar instalados en la propia arqueta de distribución. No obstante, para que el sifón funcione debe haber suficiente diferencia de cota entre la salida de la arqueta y la superficie de los humedales. Es muy importante que durante la fase de puesta en marcha se compruebe que los sifones funcionan.

El sistema de vertido está constituido por redes de tuberías perforadas con disposición lineal o radial que tienen como objetivo distribuir homogéneamente el agua en toda la superficie de la celda (Figura 22). Estas tuberías están asentadas sobre la superficie del medio granular. En climas fríos se suelen colocar enterradas en el medio granular entre 0,05 y 0,1 m por debajo de la superficie con el fin de evitar la congelación.

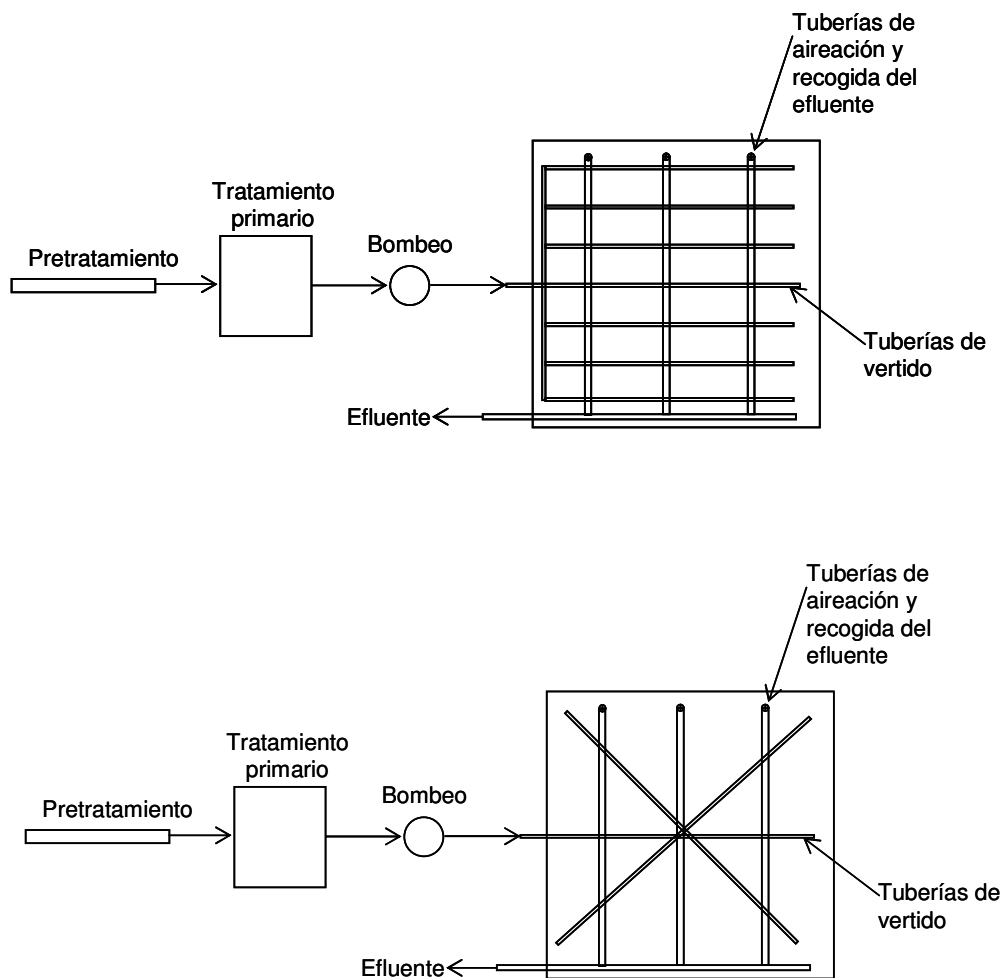


Figura 22. Esquema en planta de humedales verticales con sistema de vertido lineal y radial. Adaptado de O'Hogain (2004).

El sistema de recogida también consiste en una red de tuberías perforadas pero que en este caso está situada sobre el fondo de cada una de las celdas. Las tuberías se cubren con una capa de gravas gruesas (2 a 20 cm) que evita que el medio granular entre dentro de las tuberías por las perforaciones.

3. Medio granular

La profundidad del medio granular de los sistemas verticales oscila entre 0,5 y 0,8 m, y el resguardo suele ser de 0,5 m ⁴². Se puede utilizar una distribución del medio granular como la que se ilustra en la Figura 23

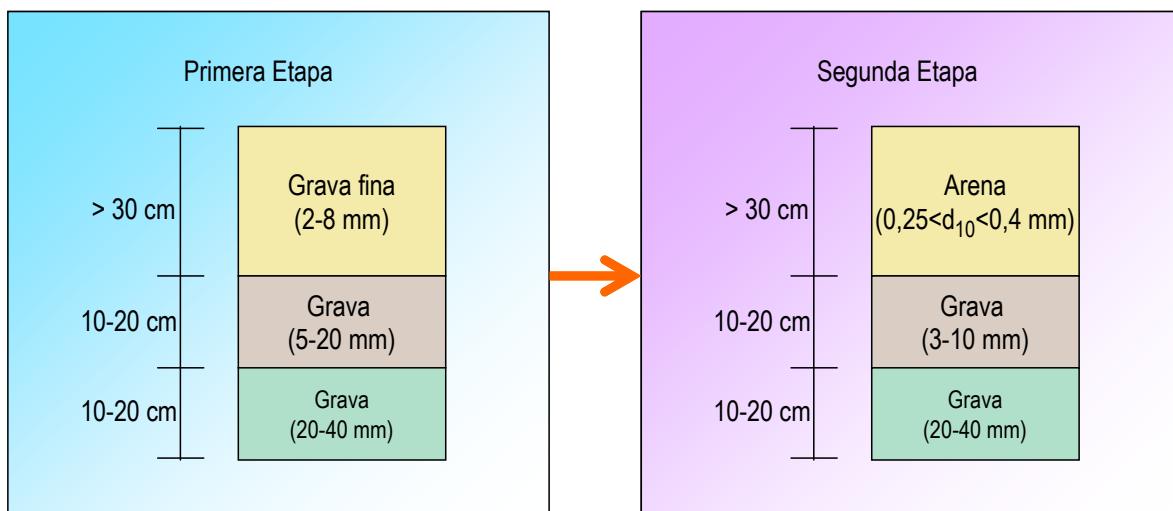


Figura 23 Distribución en profundidad de las capas de medio granular en un sistema de humedales verticales de dos etapas

En el medio granular se suelen insertar tuberías verticales de aireación que sirven para mantener aireadas las capas más profundas del medio. De esta manera se mejoran y favorecen los procesos de degradación aeróbica y la nitrificación. En general se recomienda la instalación de 1 tubería por cada 4 m² ⁴³.

El funcionamiento de los humedales verticales se realiza de la siguiente manera: durante 2 días se va alimentando y luego se permite una fase de reacción de 4 días tras la cual se vacía el sistema. En un desarrollo reciente conocido como sistemas verticales compactos no se opera con fase de reacción, si no que el agua va entrando y saliendo de forma continuada ⁴⁴.

⁴² O'Hogain, S. (2004). The design of vertical and hybrid subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment. En: *Nuevos Criterios para el Diseño y Operación de Humedales Construidos*. García, J., Morató, J. y Bayona, J.M. Editores, CPET-Centro de Publicaciones del Campus Nord, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, pp. 71-79.

⁴³ Kadlec, R.H., Knight, R.L., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P. y Haberl, R. (2000). *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, IWA Publishing, 155 pp.

⁴⁴ Cooper P. (2005). The performance of vertical flow constructed wetland systems with special reference to the significance of oxygen transfer and hydraulic loading rates. *Wat. Sci. Tech.* 51 (9), 91-97.

4. Sistemas híbridos

Se trata de humedales verticales seguidos en serie por humedales horizontales. En los verticales se consigue la eliminación de la DBO y la nitrificación, y en los horizontales se consigue desnitrificar (la desnitrificación también se puede conseguir en sistemas verticales de dos etapas recirculando el efluente y mezclándolo con el afluente).

Los sistemas híbridos se pueden dimensionar considerando una superficie unitaria necesaria de $2,5 \text{ m}^2/\text{hab-eq}$, de los cuales por ejemplo $2 \text{ m}^2/\text{hab-eq}$ son necesarios para el sistema vertical (en 2 etapas) y $0,5 \text{ m}^2/\text{hab-eq}$ para el horizontal.

Capítulo 8. Construcción de Humedales de Flujo Subsuperficial

1. Desbroce, limpieza y establecimiento de una plataforma de trabajo

Con esta actividad se da inicio a la construcción del sistema de tratamiento. Su finalidad es la de retirar toda la vegetación, objetos, construcciones existentes, y la capa vegetal superficial (aproximadamente 0,2 m de espesor) que se encuentren en el sitio donde se construirá la instalación. También incluye el acondicionamiento y transporte de todo el material recogido. El resultado final de las actividades de desbroce y limpieza será la obtención de una plataforma de trabajo. En la Figura 24 se muestra una excavadora realizando las operaciones de desbroce. Se puede observar como la máquina va extrayendo la vegetación y las capas más superficiales del suelo.



Figura 24. Operaciones de desbroce y limpieza durante la construcción de un sistema de humedales construidos.

En el terreno sobre el que se construirán las instalaciones se deben eliminar todos los troncos o raíces de diámetro superior a 0,1 m, ya sea con medios manuales o mecánicos, de forma que queden como mínimo a 0,3 m de profundidad respecto a la superficie del terreno. Además deberán señalizarse apropiadamente las tuberías, cables eléctricos o cualquier otro elemento del cual se conozca su existencia o bien que se encuentre durante la excavación, y que

deba conservarse o reponerse con posterioridad.

El material retirado (capa vegetal superficial, restos vegetales, etc.) durante el desbroce debe ser transportado y depositado en un vertedero autorizado. En ocasiones puede ser interesante reservar parte de la capa vegetal para proceder a la restauración de la zona de las obras una vez finalizadas.

En aquellas situaciones donde el terreno sea muy irregular o con pendiente acusada se recomienda realizar una preexcavación que permita obtener una plataforma de trabajo con cotas y pendientes adecuadas al diseño del tratamiento.

Una vez conformada la plataforma de trabajo se realiza el replanteo del tratamiento completo según las dimensiones especificadas en el diseño, utilizando indicadores (estacas o banderillas por ejemplo) que señalen los puntos más singulares e importantes de la construcción, que sirven a su vez para marcar las cotas básicas de la excavación y para determinar la línea piezométrica de la instalación. En la Figura 25 se muestra una plataforma de trabajo finalizada. Se puede observar una marca de color verde fosforescente en la esquina inferior derecha, que indica la demarcación total de la zona a utilizar para el tratamiento.



Figura 25 Plataforma de trabajo con marcas durante la construcción de un sistema de humedales construidos.

2. Excavación y movimiento de tierras

Una vez definida en el terreno la situación de cada elemento de la instalación, se procede a excavar o rellenar según sea el caso, y en la medida de lo posible cuando sea preciso rellenar utilizando el material procedente del propio terreno.

La excavación se realizará con medios mecánicos convencionales o métodos de excavación más avanzados, según los datos del estudio geotécnico realizado durante la redacción del proyecto y del reconocimiento previo de la zona.

De acuerdo con la topografía de la zona, y principalmente si el sitio de construcción está a media ladera, será necesario encajar la cota de proyecto mediante taludes de excavación y de terraplén. Los taludes de excavación pueden ser temporales o permanentes.

En los taludes de excavación permanentes se realizará una limpieza de su superficie para evitar desprendimientos de rocas. La inclinación de los taludes de excavación se deberán definir en la fase de proyecto, mediante el correspondiente estudio geotécnico. En todo caso, se recomienda mantener una relación conservadora de 1H:1V en los taludes de desmonte.

Los taludes de excavación temporales y las zanjas para la colocación de tuberías (Figura 26) y arquetas se pueden realizar con una relación de hasta 1H:2V en el caso de que se excave hasta una profundidad de 1,5 m, y con una relación de hasta 1H:1,5V si se sobrepasa esa cota. Si el material procedente de las excavaciones es un suelo tolerable (como mínimo) se podrá utilizar para la formación de los taludes que delimitan las celdas del sistema de humedales. Cuando el material de terraplenado se trate de una arena limosa con gravas deberá mantenerse una relación de 1H:1V en los taludes definitivos.

La coronación de los taludes que conforman las celdas de los humedales debe estar más alta que el nivel del terreno para evitar la entrada de materiales finos por arrastre. La parte exterior de los taludes (que está exenta de geomembrana) debe protegerse contra la erosión por ejemplo con técnicas de revegetación.



Figura 26. Excavación de una zanja para la colocación de una tubería y excavación y conformación de taludes durante la construcción de un sistema de humedales construidos.

Para la realización de terraplenados (rellenos), antes de extender el material se procederá a compactar el suelo según el grado de compactación especificado por un ensayo de Proctor Modificado (norma UNE 103.501/94). Cuando se trate del terraplenado de zanjas donde se ha colocado una tubería deberán evitarse cargas excesivas durante el proceso de construcción, como por ejemplo el tránsito de maquinaria o de vehículos pesados por encima. Si el terraplén se tiene que ejecutar sobre capas de arcillas blandas y/o expansivas o de suelos susceptibles a cambios de volumen debido a cambios de humedad, se procederá previamente a la estabilización o a la sustitución del terreno.

Cuando se dispone de los taludes y terraplenes de toda el área donde se instalará la planta de tratamiento se procede a realizar las excavaciones necesarias para cada elemento del sistema. En la conformación de los taludes que rodearán cada lecho, es importante controlar la inclinación definitiva, de forma que se controle su estabilidad, generalmente dicha inclinación es de 45° (1H:1V), igualmente se debe dar un acabado y alisado a su superficie para evitar desprendimientos de material.

Cuando haya presencia de aguas freáticas será necesario disponer de equipos de evacuación de las mismas, para poder realizar el movimiento de tierras en seco. En estos casos, también es aconsejable plantear bajo las celdas un sistema de drenaje del nivel freático para evitar posibles hundimientos de las celdas al

rellenarlas con el material granular, o una vez la obra haya entrado en funcionamiento.

Una vez terminado el movimiento de tierras se debe realizar una comprobación de las dimensiones mediante un levantamiento topográfico, especialmente de las celdas que constituirán el sistema (Figura 27).



Figura 27. Conformación de los taludes de las celdas de un sistema de humedales. En este caso las celdas se construyeron por excavación.

3. Nivelación y compactación de las celdas

Esta es una de las actividades más importantes durante la construcción de sistemas de humedales ya que una nivelación incorrecta provocará que en las celdas el agua circule de forma preferente por determinadas zonas dando lugar a cortocircuitos que disminuirán la eficiencia esperada.

Al igual que en los terraplenados, una buena compactación del fondo del humedal se realiza extendiendo una o dos capas de material, en lo posible sin gravas que interfieran en la nivelación, y de espesor menor a 0,25 m, compactándose una a una, controlándose el contenido de humedad y el grado de compactación, los cuales deben corresponderse con los valores óptimos determinados en laboratorio para el tipo de suelo de la zona de construcción. Se recomienda que esta compactación se realice con equipos que no dejen huella, ya que en este caso darán lugar a caminos preferenciales.

Una vez terminada la compactación se recomienda realizar un tratamiento herbicida sobre la superficie de los lechos para evitar el crecimiento de vegetales que puedan causar problemas posteriores.

4. Sistemas de distribución y recogida

Los elementos principales de estos sistemas son las arquetas, las tuberías y los canales. Las arquetas, dependiendo de su tamaño, pueden ser de tipo prefabricado para favorecer su montaje, además de resultar más económicas. Para su colocación se realiza una excavación de mayor tamaño que la arqueta, que permita su manipulación sin esfuerzos. Se construye una losa de mortero de unos 6 cm de grosor o se compacta su base, seguidamente se introduce la arqueta con las conexiones a las tuberías o conducciones ya preparadas, y se rellena el espacio entre la excavación y la arqueta con material filtrante. También se puede rellenar con hormigón, aunque esta última opción resulta más costosa e implica que ante una avería se deba romper la estructura.

La red de tuberías permite que el agua circule por los diferentes procesos unitarios de que está constituido el sistema de humedales. La instalación de las tuberías debe ser cuidadosa evitando en lo posible golpes, las rodaduras, los roces con materiales punzantes y siguiendo con detalle las instrucciones dadas por la empresa proveedora. En el relleno posterior de las zanjas, se debe seleccionar el material de manera que ningún elemento punzante pueda perforar las tuberías. Como medida preventiva se suele recomendar que la tubería quede completamente envuelta en material arenoso, ejecutando una zona de asiento de la misma, de unos 0,2 m.

Durante el tendido de las tuberías se debe exigir una nivelación estricta para conseguir una buena homogeneidad en la distribución del flujo. Se debe tener especial cuidado en las uniones y en los puntos de cambio de dirección del flujo para evitar fugas. Es posible que en determinados puntos las tuberías requieran de anclajes para evitar su desplazamiento y consiguiente rotura.

En la unión de las tuberías con las arquetas o elementos rígidos se debe proveer un medio de soporte o junta flexible que prevenga el asentamiento diferencial de la unión.

Los canales de entrada en los sistemas de flujo horizontal se sitúan en la cabecera de las celdas y en todo su ancho, de forma

que el agua residual se reparta uniformemente. Su método constructivo es el mismo que se utiliza para cualquier canal de una obra hidráulica. Son comunes las tareas de perfilado de la excavación, uso de encofrados (de madera, metálico, etc.) para aquellos canales construidos *in situ*, con un hormigonado y endurecido en fases, realizando primero la solera y a continuación los laterales del canal.

La disposición de las tuberías de drenaje debe ser cuidadosa con el objetivo de evitar su rotura. En la Figura 28 se puede observar como se va tapando poco a poco la tubería de drenaje de un sistema horizontal con el medio granular de gran tamaño de la zona de salida. Nótese que esta tubería está asentada sobre un geotextil interior.



Figura 28 Colocación de la tubería de salida en un humedal de flujo subsuperficial horizontal.

5. Impermeabilización

Un método tradicional para impermeabilizar consiste en la aportación de sucesivas capas de arcilla. El proceso se inicia con la instalación de una capa gruesa de cal (2-4 cm) para separar el terreno natural de la capa de arcilla. A continuación se van colocando capas de arcilla de 5-6 cm de espesor, siendo necesario mantenerla húmeda todo el tiempo, e ir compactando a medida que se va colocando hasta alcanzar un espesor normalmente de 0,3 m.

Actualmente se está utilizando una metodología basada en

disponer una capa de arcilla bentonítica (del tipo montmorillonita) entre dos geotextiles (tipo sándwich). El reemplazo de simples capas de arcilla compactada por esta otra tipología produce muchas veces un ahorro considerable en el coste inicial de una obra de impermeabilización y, siempre y sobre todo, un ahorro de tiempo importante en el proceso constructivo.

Cuando se utilizan geomembranas sus dimensiones óptimas vienen determinadas por la forma y el tamaño de los humedales. Es por ello que una vez construidas las celdas, los técnicos instaladores de las láminas deben acceder a la obra para tomar medidas. Esta es una actividad importante puesto que es conveniente que las soldaduras de las diferentes telas de las que va a estar compuesta la lámina sean realizadas en talleres de confección especializados. De esta manera se disminuye el número de soldaduras a realizar *in situ* donde el control de calidad puede ser menor. El ensamblaje de las láminas se realiza normalmente con soldadura térmica con máquina automática, y con un solape entre láminas de unos pocos centímetros.

La colocación de las geomembranas en las celdas es una operación que requiere gran cuidado, principalmente en lo referente a la soldadura y el anclaje, evitando las arrugas de la lámina. También deben tenerse en cuenta las tensiones que se pueden generar como consecuencia de los cambios de temperatura ambiente. En la Figura 29 se muestra la colocación de las láminas. Puede observarse en el centro de la imagen como los técnicos accedieron a la obra con telas que cubrían completamente cada una de las celdas, hecho que permitía tener únicamente soldaduras en los taludes de unión entre celdas. En esta obra se decidió no colocar geotextil externo ya que los laterales y la solera de las celdas no presentaban irregularidades y además estaba constituida por materiales muy finos.



Figura 29. Operaciones de colocación de la geomembrana.

El anclaje de las geomembranas se realizará en la coronación del talud. El método más corriente consiste en utilizar una zanja periférica en la cual se fija la lámina. Dicha zanja será una excavación a un metro de la cresta del talud, con unas dimensiones mínimas de 0,3 x 0,3 m. En los sitios donde las tuberías penetran en las celdas se debe recortar la lámina; además, si las tuberías son de PVC, se debe aplicar sobre éstas una pieza especial (manguito) que se desliza alrededor de la tubería, se suelda a ésta, y después a la geomembrana. En el caso de que la tubería sea de otro material, la unión del manguito debe hacerse por encolado o presión y posterior sellado.

Una vez la geomembrana está instalada se coloca el geotextil interior si procede. Su colocación es similar a la de la geomembrana y es preferible que extienda hacia fuera de las celdas para que no se acumule tierra y otros materiales entre él y la lámina. En la Figura 30 se muestran las operaciones de colocación del geotextil en una celda. Como puede observarse las diferentes telas se sitúan en un extremo de la celda y se desenroscan. Nótese que las diferentes telas no se cosen, si no que simplemente se sobreponen.



Figura 30. Operaciones de colocación del geotextil.

6. Material Granular

El relleno de las celdas con el medio granular en los humedales de flujo horizontal se inicia con la colocación de la franja de material de mayor tamaño en el inicio y el final de las celdas. A

continuación se procede a colocar el propio medio granular. En los humedales de flujo vertical se colocan las capas de material granular según su tamaño evitando la mezcla entre ellas.

Es muy importante comprobar que el material granular que se va a colocar está bien limpio y libre de finos. Se debe hacer un buen control de calidad al respecto.

Durante la colocación del medio se debe evitar la entrada de maquinaria a las celdas; sin embargo, cuando no es posible verter el material desde fuera, la operación se debe realizar con maquinaria ligera que no produzca daños a la impermeabilización y que evite el hundimiento del fondo de las celdas. En la Figura 31 se muestra en la imagen superior como con maquinaria convencional se va echando el material granular y luego en la imagen inferior como con maquinaria ligera se va extendiendo el material, es importante remarcar que la maquinaria que entra en los lechos trabaja pasando siempre por encima del material de relleno. De esta manera la presión que ejerce la maquinaria sobre el fondo del lecho, es decir sobre la lámina impermeabilizante, llega bastante repartida y no la puede dañar. Nótese en la imagen superior la franja de material de gran tamaño de la zona de salida.



Figura 31. Imagen superior: colocación del material granular desde el exterior de la celda. Imagen inferior: colocación del material granular con maquinaria ligera desde el interior de la celda.

7. Vegetación

La plantación de la vegetación es la última etapa en la construcción de un sistema de humedales construidos. Esta actividad se realiza una vez el material granular ha sido colocado y nivelado, se han conectado todas las conducciones y arquetas, y se han llevado a cabo las comprobaciones hidráulicas. Cuando se realiza la plantación las celdas ya deben tener agua.

La plantación de plántulas que han sido previamente cultivadas en vivero da muy buenos resultados aunque es la opción más cara. También funciona bien la plantación de rizomas que se obtienen de otros sistemas de humedales construidos.

Las plántulas se insertan en pequeños agujeros efectuados manualmente en el medio granular que después se tapan. Una parte de la biomasa subterránea de las plantas debe estar sumergida en el agua. La plantación se puede efectuar al tresbolillo con una densidad de 3 plantas por metro cuadrado. En la zona mediterránea las plantaciones que se han realizado entre marzo y octubre han dado buenos resultados. No obstante, el mejor momento para plantar es entre abril y mayo. De hecho si se planta carrizo en abril con una densidad de 3 plantas por metro cuadrado, a finales de agosto se tiene una cobertura casi total. En la Figura 32 se muestra la plantación de plántulas de carrizo en un humedal. Nótese que los trabajos de plantación se llevan a cabo en grupos de dos operarios, de manera que uno se dedica a hacer agujeros y taparlos, y el otro a depositar las plantas.



Figura 32. Operaciones de plantación de plántulas de carrizo en un sistema de flujo subsuperficial.

En el caso de que se utilicen rizomas estos deben tener como mínimo 3 entrenudos. También se insertan en pequeños agujeros de manera que un extremo debe estar sumergido en el agua y el otro sobresale por encima del nivel del medio granular.

Una vez se ha realizado la plantación es conveniente que el agua esté uno o dos centímetros por encima del nivel del medio granular para evitar el crecimiento de malas hierbas. Luego, cuando los vegetales han alcanzado un buen desarrollo, el nivel se sitúa a 5 centímetros por debajo de la superficie del medio granular (este es el nivel con el que se opera habitualmente). Se debe tener en cuenta que si hay agua encima del medio granular se pueden generar malos olores y una alta presencia de insectos, con lo que a veces no es posible mantener un cierto encharcamiento durante periodos de tiempo prolongados. No obstante, es muy recomendable tener encharcado el sistema como mínimo durante los dos primeros meses. Cuando los humedales se encharcan es muy importante que haya partes de plantas que no queden sumergidas y que estén en contacto con el aire. De otro modo las plantas acaban muriendo.

Si después de un año la vegetación no se llega a consolidar, se debe proceder a su reposición. De hecho se considera que la vegetación se ha consolidado cuando se ha completado un ciclo biológico completo (crecimiento, floración, producción de semillas y senescencia de las partes aéreas).

La plantación de las especies ornamentales para mejorar la estética del sistema se realizará cuando toda la obra esté acabada y se hayan delimitado los caminos y los espacios verdes. Se recomienda plantar especies propias de la zona ya que se adaptan mejor y es más fácil su supervivencia.

Capítulo 9. Explotación y Mantenimiento

Las operaciones de explotación y mantenimiento que se deben realizar durante la puesta en marcha son algo diferentes de las que se realizan el resto del tiempo.

1. Puesta en marcha

Se considera que la puesta en marcha ha finalizado cuando la vegetación está bien consolidada, es decir aproximadamente un año o ciclo biológico. Las poblaciones bacterianas responsables en gran parte de la eliminación de los contaminantes se desarrollan en un periodo que va de 3 a 6 meses.

Como se mencionó en el capítulo anterior durante la puesta en marcha, y generalmente después de la plantación, es conveniente que el nivel de agua aflore en la superficie de los humedales unos centímetros (por ejemplo 2cm.) para evitar el crecimiento de malas hierbas. No obstante, esto puede provocar malos olores y presencia de insectos con lo que es probable que se tenga que disminuir el nivel. Se puede entonces intentar alternar periodos de encharcamiento y otros de nivel normal.

Los conejos pueden causar daños serios al carrizo cuando este está recién plantado ya que arrancan los nuevos brotes antes de que las raíces y rizomas hayan crecido suficientemente como para fijar bien la planta al medio granular. El problema se acentúa en sistemas plantados a final de año (a partir de septiembre) o al inicio de la primavera (marzo), ya que el desarrollo de la vegetación no es suficiente para reemplazar las pérdidas. Se ha comprobado que la actividad de los conejos disminuye cuando se permite un encharcamiento de unos 10 cm. Los conejos pueden entrar en el humedal o cruzarlo cuando está encharcado, pero no permanecen en él durante mucho tiempo, por lo que los daños se reducen⁴⁵.

Durante la plantación se debe tener especial cuidado de no incluir accidentalmente malas hierbas. El viento puede transportar semillas de malas hierbas que crecen entre la grava del humedal a gran velocidad afectando la consolidación de la vegetación plantada y causando en algunos casos pérdida de armonía visual. El encharcamiento del humedal a uno o dos centímetros por encima del medio granular justo después de realizarse la

⁴⁵ Cooper, P.F., Job, G.D., Green, M.B. y Shutes, R.B.E. (1996). Reed Beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. WRc Swindon, UK. 184 pp.

plantación puede prevenir e incluso inhibir el crecimiento de las malas hierbas. Este nivel de inundación se debe intentar mantener al menos durante los dos primeros meses. Durante este tiempo, especialmente cuando la plantación se haya realizado entre abril y agosto, podrían desarrollarse algas filamentosas o incluso lentejas de agua. Para evitarlo se pueden intercalar periodos de 2 ó 3 días con flujo subterráneo.

Cuando los humedales no se pueden encharcar debido a los malos olores o a la presencia de insectos, las malas hierbas deberán arrancarse manualmente.

2. Mantenimiento rutinario

Es muy importante que los tratamientos previos funcionen correctamente de forma continuada ya que en caso contrario se acelerará el proceso de colmatación de los humedales. Por tanto es necesario revisar por lo menos dos veces por semana los procesos unitarios de pretratamiento y tratamiento primario. En saneamientos autónomos esta revisión puede realizarse una vez cada dos semanas.

También durante esa revisión semanal se comprobará que el agua fluya adecuadamente por todos los elementos del sistema para observar si hay obturaciones. Los sistemas de vertido a las celdas deberán limpiarse con una periodicidad comprendida entre 1 y 6 meses⁴⁶.

La revisión semanal también incluirá un control del nivel de inundación del humedal. No debe permitirse en ningún caso que las raíces de las plantas se queden sin agua y por tanto se vigilará que el nivel de agua se mantenga unos 5 cm por debajo de la superficie del medio granular.

La extracción de lodos del tratamiento primario se empezará a realizar después de que el sistema haya estado en marcha como mínimo un año. Se estimará que cantidad de lodos hay que extraer cada 3-6 meses para que el tiempo de digestión de los lodos sea el proyectado. En general, lo más adecuado y cómodo es estimar cada cuanto se debe extraer el volumen equivalente a un camión cuba (depende de su tamaño, pero suelen tener capacidad para almacenar unos 10 m³).

⁴⁶ Cooper, P.F., Job, G.D., Green, M.B. y Shutes, R.B.E. (1996). Reed Beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. WRc Swindon, UK. 184 pp.

3. Operaciones a largo plazo

Se recomienda realizar siegas cada año cuando empiecen a secarse las partes aéreas de las plantas. En la zona Mediterránea esto ocurre aproximadamente en noviembre. Las siegas se pueden realizar con maquinaria ligera como se ilustra en la Figura 31. En la imagen se pueden observar las partes aéreas de los vegetales todavía no recogidas. Nótese que las ruedas delanteras del vehículo se encuentran sobre la franja de material de gran tamaño de la zona de entrada. En las cercanías a taludes la siega debe ser manual para reducir el riesgo de causar cortes y pinchazos a la lámina impermeable. Las siegas son necesarias para eliminar material vegetal que se descompone en la superficie del medio granular y acelera el proceso de colmatación. También contribuyen a la eliminación de nutrientes. El material retirado se puede compostar o quemar.



Figura 33. Maquinaria ligera usada para la siega de los vegetales en el interior de un humedal de flujo subsuperficial.

Cuando la colmatación del medio granular es muy severa, apareciendo extensas zonas encharcadas y reduciéndose la eficiencia del sistema, se debe proceder a la sustitución del medio. En principio los sistemas se diseñan para que la colmatación, si aparece, lo haga hacia el final de la vida útil de la instalación. No obstante, una excesiva carga contaminante, junto con una gran acumulación de restos vegetales puede reducir notablemente los espacios intersticiales y obturar el medio granular antes de lo previsto. Otras veces la colmatación se relaciona con sistemas que no han sido bien diseñados y que en periodos cortos, de 3 a 4 años, ya empiezan a mostrar síntomas.

En sistemas de flujo horizontal se ha comprobado que los vaciados intermitentes permiten solucionar temporalmente síntomas de colmatación. No obstante, a medio-largo plazo éstos que presentan síntomas acaban por obturarse.

La prevención de la colmatación pasa por tener buenos diseños y realizar una buena explotación y mantenimiento de los sistemas.

Los humedales contruidos son tecnologías de tratamiento de aguas residuales simples de operar, con baja producción de lodos residuales y sin consumo energético. No requieren de la adición de reactivos químicos y de energía para airear el agua o recircularla. La infraestructura necesaria para su construcción es muy simple y asequible, su mantenimiento es relativamente fácil y económico. Es una tecnología muy adecuada para ser aplicada en proyectos de cooperación dado que no genera dependencia tecnológica. En este documento se tratan de forma práctica los aspectos necesarios para diseñar, construir y explotar sistemas de humedales.

